



Departamento de Engenharia Civil (DEC)

## **SISTEMAS DE DISSIPAÇÃO DE ENERGIA EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO**

**Ricardo Jorge Caldas Cardoso**

(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia  
pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

**Orientador:** Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues

**Júri:**

**Presidente:** Doutor Válder José da Guia Lúcio

**Vogais:** Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues

**Monte da Caparica**

**Outubro de 2010**



## RESUMO

No presente trabalho descrevem-se os principais sistemas passivos de protecção sísmica e analisam-se em pormenor dois possíveis dispositivos dissipadores de energia a aplicar em estruturas de betão armado. O primeiro dissipador de energia corresponde a um dispositivo que é enroscado a varões de aço roscados e cujo seu funcionamento é essencialmente condicionado pela resistência da rosca quando o varão é tracionado. O segundo dissipador de energia é um dispositivo que apenas funciona à compressão e que se aplica a qualquer tipo de varão.

Na parte experimental são tratados e descritos dois modelos de ensaio que testam o comportamento de dois dispositivos diferentes, um que funciona enroscado a um varão de aço tracionado e outro que funciona por compressão. São também executados e descritos ensaios de caracterização dos materiais constituintes dos diferentes modelos.

Desenvolveu-se um modelo de fibras para secções de betão armado com comportamento não linear dos materiais, nomeadamente, do aço, do betão e do dissipador desenvolvido.

Tendo por base o comportamento não linear de algumas das secções analisadas, estuda-se ainda a aplicação do dissipador de energia em estruturas de betão armado através de um programa de cálculo automático. Onde são inseridas as características de uma secção com o dissipador aplicado e é feita uma análise não-linear do desempenho da estrutura quando sujeita a acelerações sísmicas na fundação.





## **ABSTRACT**

The present work describes the main passive system for seismic protection and studies in detail two possible energy dissipation devices for concrete structures. The first energy dissipater is a device that twists in steel screw bars, the operating is conditioned by the strength of the screw when the bar is on tension. The second energy dissipater is a device that only works in compression and it can be applied at all kind of steel bars.

In the experimental section are described and analyzed two models that tested the behaviour of the two different devices, one that works twisted in a steel bar under tension and the other works in compression. Are also described and realized tests of material characterization of the different models.

A fiber model for concrete sections with non linear behaviour of the materials, namely, steel, concrete and the energy dissipation device was carried out.

Based on the non linear behaviour of some analyzed sections, is made a studied of the application of the energy dissipater in reinforced concrete structures in a computer program. The characteristics of a section with the energy dissipater applied are inserted in the program and is made a non linear analyze of the structure performance under seismic accelerations in the foundation.



## **AGRADECIMENTOS**

O desenvolvimento da presente dissertação não teria sido possível sem o apoio do meu orientador, o Professor Carlos Chastre Rodrigues, a quem agradeço muito pela orientação, disponibilidade, incentivo e esforço dispendido.

A todos aqueles que me acompanharam e me apoiaram ao longo da realização deste trabalho.

Aos meus pais, Jorge e Amélia, por sempre me ensinarem que com esforço e dedicação tudo é possível, por todo o amor, dedicação, sacrifícios e educação que me permitiram atingir esta fase da vida académica.

Ao meu tios e prima Paulo, Rosa e Rita por todo o carinho, amor e ajuda.

Ao Beto e ao David por toda a amizade, apoio e espírito crítico durante o desenvolvimento deste trabalho.



# ÍNDICE

Capítulo 1 - Introdução .....	1
1.1 Objectivos e Motivações .....	2
1.2 Estruturação da Dissertação .....	2
Capítulo 2 – Sistemas Passivos de Protecção Sísmica .....	5
2.1 Isolamento de Base .....	7
2.2 TMD – “Tuned Mass Damper” .....	12
2.3 Ligas Com Memória de Forma (SMA) .....	15
2.4.1 Dissipadores de Energia Histeréticos .....	20
2.4.2 Dissipadores de Energia Viscosos .....	23
2.4.3 Dissipadores de Energia Visco-Elásticos .....	26
2.4.4 Dissipadores de Energia Electro- Indutivos .....	28
2.4.5 Dissipadores de Energia por Atrito .....	30
2.5 Análise Dinâmica de estruturas .....	32
2.5.1 Isolamento de Base .....	35
2.5.2 Dissipadores Histeréticos .....	37
2.5.5 Dissipadores Viscosos .....	38
2.5.6 Dissipadores Visco-Elásticos .....	39
2.5.7 Dissipadores Electro-Indutivo .....	40
2.5.8 Dissipadores por Atrito .....	41
2.6 Comparação entre sistemas .....	42
Capítulo 3 - Caracterização Experimental de dissipadores de energia para aplicação em estruturas de betão armado .....	43
3.1 Dissipadores de Energia .....	44
3.2 Metodologia do Estudo Experimental .....	44
3.3 Caracterização dos Materiais .....	45
3.3.1 Varões de Aço roscado .....	45
3.3.2 Resinas .....	46
3.3.3 Caracterização dos Compósitos de Resina e Agregados Leves .....	46
3.4 Dissipador Roscado para Instalação em Varões de Betão Armado (DIVR) .....	55
3.4.1 Concepção do Modelo dos dissipadores de energia DIVR .....	57
3.4.2 – Mecanismo de ensaio dos dissipadores de energia DIVR .....	58
3.4.3– Instrumentação e equipamento de ensaio e de aquisição de dados .....	59
3.4.4 Ensaio do dissipador de energia DIVR .....	62
3.5. Dissipador de energia para instalação em varões de Betão Armado – (DIV) .....	74
3.5.1 Concepção do Modelo de Ensaio dos Dissipadores de energia DIV .....	76
3.5.2 Ensaio dos dissipadores de energia DIV .....	80

Capítulo 4 – Simulação do Comportamento de Estruturas de betão Armado com o Dissipador de Energia DIV .....	89
4.1 - Modelo de Fibras da Secção de Betão Armado .....	90
4.1.1 Modelo numérico .....	90
4.1.2 Modelo dos Materiais .....	91
4.1.3 Critério de Paragem .....	98
4.1.4 Modelação numérica da secção de betão armado com o dissipador de energia DIV .....	99
4.1.5 Resultados da análise numérica .....	100
4.2 Comportamento de estruturas de betão armado com dissipadores DIV – análise paramétrica .....	116
4.2.1 Parâmetros da Análise .....	117
4.2.2 Software de cálculo automático .....	124
4.2.3 Análise de Resultados .....	131
4.2.4 Análise global dos resultados obtidos com o estudo paramétrico .....	152
Capítulo 5 - Conclusões e desenvolvimentos futuros .....	155
5.1 Síntese .....	155
5.2 Conclusões .....	156
5.3 Desenvolvimentos Futuros .....	157
Referências Bibliográficas .....	159
Anexos A .....	163

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2.1-</b> HDRB utilizado no hospital da Luz (Ferreira 2006) .....	8
<b>Figura 2.2-</b> LRB – “catálogo de aparelhos ALGA” (ALGA 2009) .....	8
<b>Figura 2.3-</b> HDRB - "catálogo de aparelhos ALGA" (ALGA 2009).....	9
<b>Figura 2.4-</b> FPS, aparelho e esquema de movimento (ALGA 2009) .....	9
<b>Figura 2.5-</b> Comparação dos modos de vibração (Guerreiro 2006) .....	10
<b>Figura 2.6-</b> Aplicação de TMD no edifício 101 em Taipei (Wikipedia 2009) .....	13
<b>Figura 2.7-</b> Isolamento base utilizando ligas SMA's, adaptado de (Song, Ma et al. 2006) .....	16
<b>Figura 2.8-</b> Dispositivo com SMAs (FIP 2009) .....	16
<b>Figura 2.9-</b> Aplicação de SMAs na Igreja de S. Giorgio em Trignano e na Basílica de S. Francisco em Assis –Itália (Guerreiro 2006).....	17
<b>Figura 2.10-</b> Barras de contraventamento utilizando SMAs, adaptado (Housner, Bergman et al. 1997).....	17
<b>Figura 2.11-</b> Ancoragem da base do pilar à fundação, adaptado de (Song, Ma et al. 2006) ....	18
<b>Figura 2.12-</b> Reforço de um edifício com dissipadores histeréticos (Guerreiro 2007) .....	21
<b>Figura 2.13-</b> Aplicação de dissipadores histeréticos no reforço de uma escola em Senigallia, Itália (FIP industriale) .....	21
<b>Figura 2.14-</b> Dispositivo viscoso Taylor (adaptado D. Lee 2001) .....	23
<b>Figura 2.15-</b> Exemplo de funcionamento de um dissipador viscoso (Guerreiro 2007).....	24
<b>Figura 2.16-</b> Exemplos de possíveis aplicações de dissipadores viscosos (Whittaker and Constantinou 2004) .....	24
<b>Figura 2.17-</b> Aplicação de dissipadores de energia viscosos na city hall de Los Angeles (Taylor devices 2005).....	25
<b>Figura 2.18-</b> Aplicação de dissipadores de energia viscosos no Hospital de Tillamook, Japão (Taylor Devices 2005) .....	25
<b>Figura 2.19-</b> Esquema de um dispositivo visco elástico (Guerreiro 2007) .....	26
<b>Figura 2.20-</b> Aplicação de dispositivos visco elásticos no reforço de edifícios (FIP Industriale).....	27
<b>Figura 2.21-</b> Dissipador Electro indutivo, desenvolvido pela empresa Alga (ALGA 2009).....	28
<b>Figura 2.22-</b> Aplicação de dissipador Electro indutivo no encontro de um viaduto (ALGA 2009) .....	29
<b>Figura 2. 23-</b> Aplicação de dissipador Electro indutivo (ALGA 2009) .....	29
<b>Figura 2.24-</b> Edifício da biblioteca de Concordia (PallDynamics 2009) .....	30
<b>Figura 2.25-</b> Dissipador de atrito para grandes deslocamentos (PallDynamics 2009).....	31
<b>Figura 2.26-</b> Pórtico com um grau de liberdade .....	32
<b>Figura 2.27-</b> Aplicação de uma aceleração na base do pórtico.....	32

<b>Figura 2.28-</b> Aplicação de uma força externa no pórtico .....	33
<b>Figura 2.29-</b> Pórtico encastrado ao terreno.....	35
<b>Figura 2.30-</b> Pórtico com isolamento de Base .....	35
<b>Figura 2.31-</b> Ciclo de histerese de um dissipador metálico histerético, adaptado de (Sadek 1996).....	37
<b>Figura 2.32-</b> Gráfico força-deslocamento de um dissipador viscoso sujeito a uma carga cíclica (Whittaker and Constantinou 2004) .....	38
<b>Figura 2.33-</b> Comportamento de um dissipador visco-elástico sujeito a carga cíclica (Whittaker and Constantinou 2004) .....	39
<b>Figura 2.34-</b> Comportamento de um dissipador electro-indutivo sujeito a carga cíclica (ALGA 2009).....	40
<b>Figura 2.35-</b> Comportamento de um dissipador por atrito sujeito a carga cíclica (PallDynamics 2009).....	41
<b>Figura 3.1-</b> Execução dos provetes de resina nos moldes metálicos .....	47
<b>Figura 3.2-</b> Ensaio à flexão de um provete de resina IC95DC .....	47
<b>Figura 3.3-</b> Proвете de resina IC85DC após a rotura por flexão.....	48
<b>Figura 3.4-</b> Prensa de ensaios de compressão.....	49
<b>Figura 3.5-</b> Diagramas tensão-deformação de todos os provetes ensaiados à compressão monotónica.....	50
<b>Figura 3.6-</b> Provetes IC95DC com furo1 e IC95DC sem furo antes do ensaio de compressão	51
<b>Figura 3.7-</b> Proвете IC95DC com furo 1 depois do ensaio de compressão monotónico.....	51
<b>Figura 3.8-</b> História de extensões aplicada aos provetes.....	53
<b>Figura 3.9-</b> História de tensões aplicada aos provetes.....	54
<b>Figura 3.10-</b> Diagramas tensão deformação resultante dos ensaios cíclicos dos provetes.....	55
<b>Figura 3.11-</b> DIVR com armadura helicoidal junto á rosca e com encamisamento exterior com fibra de vidro .....	56
<b>Figura 3.12-</b> DIVR encamisado exteriormente com aço ou com fibras de carbono .....	56
<b>Figura 3.13-</b> Negativo de resina para a execução da rosca e armadura helicoidal para aplicação no DIVR.....	57
<b>Figura 3.14-</b> Modelo do mecanismo de ensaio do dissipador de resina.....	58
<b>Figura 3.15-</b> Dispositivo DIVR pronto para ser ensaiado .....	58
<b>Figura 3.16-</b> Vista laterais e planta do dispositivo com a posição e direcção dos extensómetros .....	59
<b>Figura 3.17-</b> Vista A e vista B do dispositivo DIVR com armadura helicoidal no interior.....	60
<b>Figura 3.18-</b> Vista lateral dos restantes dispositivos DIVR.....	60
<b>Figura 3.19-</b> Célula de carga utilizada durante o ensaio .....	61



<b>Figura 3.20-</b> Vista lateral do DIVR simples ensaiado por Romeu.....	61
<b>Figura 3.21-</b> Dissipadores DIVR simples, DIVR confinado com aço e DIVR confinado com CRFP .....	62
<b>Figura 3.22-</b> Diagrama força-deslocamento no dissipador DIVR simples.....	63
<b>Figura 3.23-</b> Diagrama força-deformação no dissipador DIVR simples.....	63
<b>Figura 3.24-</b> Diagrama força-deslocamento do dispositivo DIVR confinado com aço .....	64
<b>Figura 3.25-</b> Diagrama força-deformação no aço de encamisamento do DIVR confinado com aço .....	64
<b>Figura 3.26-</b> Diagrama força-deslocamento no dispositivo DIVR confinado com CFRP.....	65
<b>Figura 3.27 -</b> Diagrama força - deslocamento dos três dissipadores ensaiados .....	66
<b>Figura 3.28 -</b> Rotura dos dissipadores DIVR simples, DIVR confinado com aço, DIVR confinado com CFRP.....	66
<b>Figura 3.29 -</b> Dissipadores DIVR com armadura (descofrante plástico), DIVR com armadura (descofrante oleoso) e DIVR confinado com GFRP .....	67
<b>Figura 3.30-</b> Dissipador DIVR com armadura helicoidal após a rotura.....	67
<b>Figura 3.31-</b> Variação da extensão vertical e horizontal com o aumento da força aplicada .....	68
<b>Figura 3.32-</b> Média das extensões verticais e horizontais no dissipador DIVR com armadura helicoidal .....	68
<b>Figura 3.33-</b> Distribuição de extensões verticais ao longo da altura do dissipador.....	69
<b>Figura 3.34-</b> Distribuição de extensões horizontais ao longo da altura do dissipador .....	69
<b>Figura 3.35-</b> Diagrama força vs deslocamento do dissipador.....	70
<b>Figura 3.36-</b> Variação das extensões verticais com o aumento da força .....	71
<b>Figura 3.37-</b> Diagrama força deslocamento para o dissipador .....	71
<b>Figura 3.38-</b> Diagramas força-extensão obtidos no ensaio do dissipador .....	72
<b>Figura 3.39-</b> Diagrama força - deslocamento do dissipador DIVR confinado com GFRP .....	73
<b>Figura 3.40-</b> Diagramas força - extensão do dissipador DIVR confinado com GFRP.....	73
<b>Figura 3.41 -</b> Diagrama força - deslocamento dos três DIVRs com armadura helicoidal ensaiados.....	74
<b>Figura 3.42-</b> Rotura dos dissipadores DIVR com armadura helicoidal e descofrante plástico, DIVR com armadura helicoidal e descofrante à base de óleo e DIVR com armadura helicoidal e confinado com GFRP .....	74
<b>Figura 3.43-</b> Modelo de ensaio para simulação de um pilar .....	77
<b>Figura 3.44-</b> Modelo de simulação de Pilar instrumentado e pronto a ser ensaiado .....	77
<b>Figura 3.45-</b> Vista lateral do sistema de ensaio .....	78
<b>Figura 3.46-</b> Exemplo de esquema de funcionamento do sistema de ensaio.....	78
<b>Figura 3.47-</b> Pormenor da instrumentação para medir o deslocamento dos dispositivos .....	79
<b>Figura 3.48-</b> História de carga dos primeiros dois grupos de ciclos .....	80

<b>Figura 3.49-</b> Gráfico da história de carga aplicada ao longo do ensaio.....	81
<b>Figura 3.50-</b> Diagrama Força-Deslocamento dos prismas de compósitos IC85A.....	83
<b>Figura 3.51-</b> Diagrama Momento - Rotação dos dois pares de prismas.....	84
<b>Figura 3.52-</b> Diagrama Momento - Rotação dos dois pares de prismas sem patamar horizontal .....	85
<b>Figura 3.53-</b> Diagrama teórico Momento-Rotação para os ensaios cíclicos dos provetes IC85DC .....	86
<b>Figura 3.54-</b> Diagrama de Momento- Rotação da resina IC85A e IC85DC .....	86
<b>Figura 4.1 -</b> Modelo de resistência à compressão do betão (CEN 2004) .....	92
<b>Figura 4.2-</b> Diagrama tensão- deformação para betão simples e confinado com armaduras transversais, adaptado (Rodrigues 2005).....	93
<b>Figura 4.3-</b> Corte transversal de uma secção de betão confinada por armaduras transversais, adaptado (Mander, Priestley et al. 1988).....	94
<b>Figura 4.4-</b> Corte longitudinal de um pilar confinado por armaduras transversais, adaptado (Mander, Priestley et al. 1988).....	95
<b>Figura 4.5-</b> Diagrama de tensão-deformação para o aço de acordo com o Modelo de Park-Paulay (Rodrigues 2005).....	96
<b>Figura 4.6-</b> Diagrama típico tensão-deformação do compósito .....	98
<b>Figura 4.7 -</b> Geometria dos quatro tipos de secções modeladas .....	100
<b>Figura 4.8-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o aço da secção tipo 1 entra em cedência .....	101
<b>Figura 4.9-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o aço da secção tipo 2 entra em cedência .....	102
<b>Figura 4.10-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o aço da secção tipo 3 entra em cedência .....	102
<b>Figura 4.11-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o aço da secção tipo 4 entra em cedência .....	103
<b>Figura 4.12-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 1 atinge a sua tensão de cedência .....	104
<b>Figura 4.13-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 2 atinge a sua tensão de cedência .....	104
<b>Figura 4.14-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 3 atinge a sua tensão de cedência .....	105
<b>Figura 4.15-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 4 atinge a sua tensão de cedência .....	105

<b>Figura 4.16-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 1 atinge 5% de extensão .....	106
<b>Figura 4.17-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 2 atinge 5% de extensão .....	107
<b>Figura 4.18-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 3 atinge 5% de extensão .....	107
<b>Figura 4.19-</b> Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 4 atinge 5% de extensão .....	108
<b>Figura 4.20 –</b> Exemplo de secção com a identificação dos pontos de extensão .....	109
<b>Figura 4.21-</b> Diagramas de deformação das diferentes secções quando o aço inicial atinge a sua tensão de cedência.....	109
<b>Figura 4.22-</b> Diagramas de deformação das diferentes secções quando o compósito na zona mais comprimida atinge a sua tensão de cedência .....	110
<b>Figura 4.23-</b> Diagramas de deformação das diferentes secções quando o compósito na zona mais comprimida atinge os 5% de extensão.....	111
<b>Figura 4.24-</b> Diagramas de tensões no betão e no DIV dos diferentes tipos de secções quando o aço inicial atinge a sua tensão de cedência.....	112
<b>Figura 4.25-</b> Diagramas de tensões no betão e no DIV dos diferentes tipos de secções quando a fibra mais distante da linha neutra no compósito mais comprimido atinge a sua tensão de cedência.....	113
<b>Figura 4.26-</b> Diagramas de tensões no betão e no DIV dos diferentes tipos de secções quando a fibra mais distante da linha neutra no compósito mais comprimido atinge uma extensão de 5%.....	113
<b>Figura 4.27-</b> Gráficos momento-rotação das secções reforçadas com dispositivo DIV .....	114
<b>Figura 4.28-</b> Divisão em zonas distintas do diagrama momento rotação para as secções reforçadas .....	115
<b>Figura 4.29 -</b> Geometria em planta e alçado do pórtico P1 .....	117
<b>Figura 4.30 -</b> Geometria em planta e alçado do pórtico P2 .....	117
<b>Figura 4.31-</b> Secções utilizadas na análise do pórtico P1 .....	118
<b>Figura 4.32-</b> Secções utilizadas na análise do pórtico P2 .....	119
<b>Figura 4.33-</b> Exemplo esquemático de pilares reforçados com dissipadores DIV .....	120
<b>Figura 4.34-</b> Acelerograma do sismo típico do RSA (Tavares 1998).....	121
<b>Figura 4.35-</b> Acelerograma do sismo de Northridge (PEER 2010).....	122
<b>Figura 4.36-</b> Pórtico P1 com as cargas consideradas para a análise.....	123
<b>Figura 4.37 -</b> Pórtico P2 com as cargas consideradas para a análise.....	123
<b>Figura 4.38-</b> Janela de Caracterização da ligação "N-Link" adaptado SAP2000® .....	125
<b>Figura 4.39-</b> Pórtico deformado devido a uma rotação na base segundo a direcção R3.....	125

<b>Figura 4.40-</b> Janela de caracterização das propriedades não lineares adaptado SAP2000®	126
<b>Figura 4.41-</b> Exemplo de funcionamento do modelo histerético cinemático, adaptado SAP2000®	127
<b>Figura 4.42-</b> Exemplo de funcionamento do modelo histerético de Takeda, adaptado SAP2000®	128
<b>Figura 4.43-</b> Exemplo da resposta histerética para o Modelo Pivot, adaptado (Dowell, Seible et al. 1998)	129
<b>Figura 4.44-</b> Exemplo de funcionamento do modelo histerético de Pivot, adaptado SAP2000®	130
<b>Figura 4.45-</b> Ábacos para o cálculo dos parâmetros $\alpha$ e $\beta$ , adaptado (Dowell, Seible et al. 1998)	130
<b>Figura 4.46-</b> Valor do deslocamento horizontal máximo no topo das estruturas simuladas	132
<b>Figura 4.47 -</b> Deslocamento horizontal ao longo do tempo no topo do pórtico P1	133
<b>Figura 4.48-</b> Deslocamento horizontal ao longo do tempo no topo do pórtico P2	133
<b>Figura 4.49 -</b> Valor do esforço transversal máximo das estruturas simuladas	134
<b>Figura 4.50 -</b> Esforço transversal ao longo do tempo no pórtico P1	135
<b>Figura 4.51-</b> Esforço transversal ao longo do tempo no pórtico P2	135
<b>Figura 4.52-</b> Diagrama de momentos máximos obtidos nos diferentes pórticos para o sismo tipo do RSA e de Northridge	136
<b>Figura 4.53-</b> Relação entre o momento actuante e o momento resistente nas secções dos pilares	137
<b>Figura 4.54-</b> Diagramas força-deslocamento para o pórtico P1 e sismo do RSA	138
<b>Figura 4.55-</b> Diagrama força-deslocamento para o pórtico P1 e sismo de Northridge	139
<b>Figura 4.56 -</b> Diagramas força – deslocamento relativo do piso 1 no pórtico P2 para o sismo do RSA	140
<b>Figura 4.57-</b> Diagramas força – deslocamento relativo do piso 2 no pórtico P2 para o sismo do RSA	140
<b>Figura 4.58-</b> Diagramas força – deslocamento relativo do piso 2 no pórtico P2 para o sismo do RSA	141
<b>Figura 4.59-</b> Diagramas força – deslocamento relativo do piso 1 no pórtico P2 para o sismo de Northridge	142
<b>Figura 4.60 -</b> Diagramas força – deslocamento relativo do piso 2 no pórtico P2 para o sismo de Northridge	142
<b>Figura 4.61 -</b> Diagramas força – deslocamento relativo do piso 3 no pórtico P2 para o sismo de Northridge	143
<b>Figura 4.62 -</b> Diagrama força-deslocoamento com os parâmetros de cálculo do amortecimento viscoso equivalente, adaptado (Rodrigues 2005)	144

<b>Figura 4.63-</b> Amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamento no pórtico P1 para o sismo tipo do RSA.....	145
<b>Figura 4.64-</b> Amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamentos no pórtico P1 para o sismo de Northridge .....	145
<b>Figura 4.65</b> - Amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamento no pórtico P2 para o sismo tipo do RSA.....	146
<b>Figura 4.66</b> - Amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamento no pórtico P2 para o sismo de Northridge .....	147
<b>Figura 4.67-</b> Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P1 para a acção sísmica tipo do RSA.....	148
<b>Figura 4.68-</b> Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P1 com 100% Massa, para a acção sísmica de Northridge.....	148
<b>Figura 4.69-</b> Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P1 com 200% Massa, para a acção sísmica de Northridge.....	149
<b>Figura 4.70</b> - Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P2 com 100% Massa, para a acção sísmica do RSA.....	149
<b>Figura 4.71</b> - Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P2 com 200% Massa, para a acção sísmica do RSA.....	150
<b>Figura 4.72</b> - Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P2 com 100% Massa, para a acção sísmica de Northridge.....	150
<b>Figura 4.73-</b> Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P2 com 200% Massa, para a acção sísmica de Northridge.....	151



## ÍNDICE DE TABELAS

<b>Tabela 2.1-</b> Comparação do desempenho dos sistemas durante uma acção sísmica .....	42
<b>Tabela 3.1</b> - Resumo dos ensaios de caracterização dos materiais .....	44
<b>Tabela 3.2-</b> Valores dos ensaios de compressão monotónicos .....	50
<b>Tabela 3.3-</b> Valores médios dos provetes a serem ensaiados no modelo de simulação de um pilar .....	52
<b>Tabela 3.4</b> - Caracterização dos prismas e do aço utilizados nos ensaios .....	75
<b>Tabela 3.5-</b> Valores adoptados para a realização do ensaio com resina tipo IC85A .....	81
<b>Tabela 3.6-</b> Valores dos deslocamentos de cedência medidos ao longo do ensaio nos prismas 1 e 4 .....	82
<b>Tabela 3.7-</b> Valores dos deslocamentos de cedência medidos ao longo do ensaio nos prismas 2 e 3 .....	82
<b>Tabela 3.8-</b> Tabela de valores da tensão de cedência e Módulo de Elasticidade dos dois tipos de compósitos .....	85
<b>Tabela 4.1-</b> Características dos materiais para os diferentes exemplos de reforço .....	100
<b>Tabela 4.2-</b> Tabela com os valores de frequência e período tendo em conta os vários parâmetros .....	131





# **CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO**

Nos últimos anos tem havido uma maior preocupação em relação ao comportamento sísmico das estruturas. Especialmente devido à ênfase dada pela comunicação social às catástrofes ocorridas nos últimos dois anos provocados por sismos de forte intensidade. O sismo de 6 de Abril de 2009, na cidade de Áquila em Itália com uma magnitude de 5,6 na escala de Richter vitimou 298 pessoas e o sismo de 12 de Janeiro de 2010, na cidade de Port-au-Prince no Haiti com uma magnitude de 7,0 na escala de Richter vitimou cerca de 222 mil pessoas (DN 2010).

Neste sentido, o reforço de estruturas de betão armado é cada vez mais uma necessidade.

As técnicas de reforço sísmico podem servir para amortecer as acções, isolar a estrutura do movimento do solo ou aumentar a sua resistência. A escolha do tipo de reforço depende de vários factores técnicos e económicos, nomeadamente características específicas da estrutura, tipo de solo, tipo de utilização do edifício, grau de eficiência do reforço e disponibilidade local de materiais e equipamento, entre outros (Rodrigues 2005).

No presente trabalho descrevem-se os principais sistemas passivos de protecção sísmica e analisam-se em pormenor dois possíveis dispositivos dissipadores de energia a aplicar em estruturas de betão armado. O primeiro dissipador de energia corresponde a um dispositivo para instalação em varões de betão armado roscados (DIVR) cujo seu funcionamento é essencialmente condicionado pela resistência das nervuras onde o varão enrosca. O segundo dissipador de energia é um dispositivo que apenas funciona à compressão e que se aplica a qualquer tipo de varão (DIV). O segundo dispositivo foi idealizado para dissipar energia através da sua compressão. Ambos os dissipadores foram concebidos para serem utilizados apenas como reforço sísmico de estruturas já existentes e localizam-se entre a base dos pilares e a fundação, de modo a entrarem em funcionamento apenas quando ocorre uma acção sísmica.

Foram concebidos e analisados dois tipos de ensaio para simular o comportamento dos dispositivos em hipotéticas situações de reforço, um modelo para os dispositivos roscados e outro para os dispositivos de compressão. Os ensaios realizaram-se todos no laboratório de estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

## **1.1 Objectivos e Motivações**

A motivação deste estudo nasceu da tentativa de inovação no campo de reforço sísmico, através da criação de novos dispositivos dissipadores de energia, fáceis de aplicar e que permitam a minimização dos danos estruturais causados pelas acções sísmicas. Os objectivos principais que guiaram este trabalho foram:

- 1) Estudo dos sistemas passivos de prevenção sísmica existentes
- 2) Avaliação em termos experimentais do comportamento de dois dispositivos dissipadores de energia
- 3) Observação da influência de diferentes composições dos materiais constituintes dos dispositivos no comportamento dos mesmos à compressão sob acções cíclicas
- 4) Modelação e avaliação do comportamento de uma secção reforçada com estes dispositivos de dissipação de energia.
- 5) Análise do desempenho de uma estrutura reforçada com este tipo de dispositivo através de um software comercial de cálculo automático de estruturas, com comportamento não linear ao nível dos nós.

O trabalho experimental apresentado nesta dissertação insere-se no âmbito de dois temas de investigação coordenados pelo Prof. Chastre Rodrigues:

- i. Estudo do Comportamento Físico e Mecânico de Materiais Estruturais, no qual se incluem os compósitos de resina e agregados leves;
- ii. Reforço de Estruturas de Betão Armado.

Tendo contribuído para o desenvolvimento do trabalho experimental e para a concepção dos dissipadores testados, o trabalho prévio orientado pelo Prof. Chastre Rodrigues e realizado pelos engenheiros Edmar Martins e Hugo Sousa no que diz respeito aos compósitos de resina e agregados leves e o realizado pelo Eng. Romeu Reguengo relativo ao dissipador DIVR.

## **1.2 Estruturação da Dissertação**

Para que os objectivos definidos fossem alcançados dividiu-se esta dissertação em cinco capítulos, incluindo a introdução e as conclusões.

No capítulo 1, apresenta-se sumariamente o âmbito do trabalho, os objectivos que se propõem alcançar e a sua estruturação.

Apresenta-se, no capítulo 2, uma panorâmica geral do estado de conhecimento de sistemas passivos de reforço sísmico mais utilizados. Em particular referem-se os sistemas passivos que recaem na utilização de isolamento de base, de Tuned Mass Dampers, de ligas com memória de forma. Em seguida indicam-se casos de reforço através da utilização de dissipadores de energia, nomeadamente, dissipadores histeréticos, viscosos, dissipadores visco-elásticos, electro-indutivos, e por atrito.

O capítulo 3, divide-se em duas partes, na primeira, são caracterizados os materiais utilizados nos modelos de ensaio dos dois tipos de dissipadores. Os materiais testados foram os varões de aço roscado e os quatro tipos diferentes de composição das resinas. Para os varões de aço são realizados ensaios de tracção e para as resinas executam-se ensaios de flexão e compressão monotónica e cíclica.

Posteriormente no capítulo, descrevem-se os provetes utilizados nos ensaios dos dispositivos roscados e dos provetes de compressão. Em cada tipo de ensaio é descrito o procedimento de ensaio e a instrumentação utilizada. O capítulo termina com a apresentação e análise dos resultados obtidos.

No capítulo 4, volta-se a optar por dividir em duas partes, inicialmente, mostra-se o modelo de numérico de fibras da secção desenvolvido para caracterizar o comportamento de uma secção de pilar sujeita a flexão composta, reforçada com o sistema de dissipação de energia DIV. Descrevem-se os modelos utilizados para a caracterização dos diferentes materiais e apresentam-se os resultados para cada tipo de composição.

Analisa-se, em seguida, a influência da aplicação dos dissipadores DIV em estruturas de betão armado. Essa análise é realizada através de um programa comercial de cálculo automático de estruturas, que permite a utilização de modelos não lineares. Faz-se um estudo paramétrico, onde se varia a geometria da estrutura, as secções, a rigidez, a acção sísmica e o carregamento. São comparados os resultados para uma estrutura de betão armado reforçada sem dissipadores e para uma estrutura de betão armada reforçada com dissipadores.

O capítulo 5, faz uma síntese das principais conclusões que se podem retirar deste estudo e indicam-se alguns aspectos que podem ser desenvolvidos no futuro.



## CAPÍTULO 2 – SISTEMAS PASSIVOS DE PROTECÇÃO SÍSMICA

A existência de grandes aglomerados de construções habitacionais e de serviços em zonas de elevada perigosidade sísmica, leva a que cada vez mais seja necessária a implementação de sistemas de protecção sísmica que melhorem a resposta das estruturas durante uma acção sísmica. Actualmente os edifícios são projectados utilizando uma filosofia de ductilidade, ou seja, toda a energia transmitida pela ocorrência de um sismo será dissipada à custa das capacidades dúcteis dos materiais constituintes da estrutura (Towashiraporn, Park et al. 2002). A capacidade dúctil desses materiais deve-se a deformações elásticas ou plásticas que possam sofrer, o que leva a que os elementos estruturais durante a ocorrência de um sismo sofram danos que podem ou não ser reparáveis, dependendo do nível de deformações que tenham.

A aplicação de sistemas de protecção sísmica tem por objectivo diminuir e impedir danos nos elementos estruturais através da alteração das características dinâmicas da estrutura.

Existem actualmente três tipos de sistemas de protecção sísmica:

- Sistemas Passivos, que não necessitam de qualquer fonte de energia exterior para actuarem;
- Sistemas Semi-Activos, que necessitam de fornecimento de energia exterior para alterarem as características dos dispositivos de protecção durante a acção sísmica;
- Sistemas Activos, que necessitam de fornecimento de energia para entrarem em funcionamento.

A presente dissertação incide num sistema de dissipação de energia passivo, pelo que não serão abordados outros tipos de sistemas que não os passivos.

Um edifício convencional é projectado normalmente assumindo um factor de amortecimento de 5% em resposta elástica. Estes sistemas têm como objectivo providenciar à estrutura um amortecimento suplementar durante a acção sísmica, ou simplesmente, dissipar a energia introduzida na estrutura pelo sismo. A dissipação de energia pode dar-se pela plastificação de metais, por atrito e pela deformação de fluidos viscosos ou de materiais viscoelásticos.

Neste capítulo descrevem-se em pormenor os seguintes sistemas:

- Isolamento de Base;
- TMD – “Tunned Mass Damper”;
- Ligas com memória de Forma – SMA “Shape Memory Alloys”;
- Dissipadores de Energia;

---

## 2.1 Isolamento de Base

O isolamento de base consiste em separar da estrutura as componentes horizontais de movimento do solo, utilizando materiais ou dispositivos de baixa rigidez horizontal. Estes dispositivos são colocados entre a estrutura e a fundação, obrigando que os movimentos horizontais ocorram apenas na camada de isolamento, logo, a estrutura passa a funcionar como um corpo rígido (Engineers 1997). Este sistema é muito utilizado como reforço de pontes e viadutos. Para edifícios já construídos é muito complicado e dispendioso utilizar este tipo sistema, porque é necessário ajustar não só a estrutura resistente como todo o tipo de sistemas técnicos, como o abastecimento de água, electricidade, esgotos, etc.

Este método de protecção sísmica foi patenteado pela primeira vez no início do séc. XX em Munique, na Alemanha. O sistema consistia na aplicação de uma placa rígida que servia de base ao edifício, esta placa assentava depois sobre um conjunto de roletes de material também rígido (Guerreiro 2006). Este método foi sofrendo várias alterações ao longo dos anos e em 1969 utilizou-se na escola Heinrich Pestalozzi, em Skopje, Jugoslávia, a primeira aplicação do Isolamento de Base. Esta aplicação consistiu em assentar todo o edifício em blocos de borracha não reforçada e ligar todo o edifício ao exterior através de fusíveis estruturais. Quando o edifício for sujeito a um sismo, os fusíveis que são na sua maioria blocos de vidro quebram-se ficando este a vibrar livremente sobre os blocos de borracha (Guerreiro 2006).

O aumento da utilização de isolamento de base deve-se ao bom desempenho de dois edifícios, que se encontravam muito perto do epicentro do terramoto de Kobe, em 1995, e que utilizavam este sistema. Refira-se a nível de exemplo que em 2005 existiam mais de 2700 edifícios no Japão com isolamento de base, 550 na Rússia, 100 nos E.U.A. e 31 em Itália.

Em Portugal a maior aplicação deste sistema é no Hospital da Luz, que tem 66.000 m<sup>2</sup> de pavimento com 195 apoios do tipo HDRB – “High Damping Rubber Bearing”, Figura 2.1. Estes apoios estão intercalados entre os pilares e as fundações, no local de implantação dos blocos de borracha criou-se um piso técnico, de modo a permitir a manutenção dos aparelhos. Os apoios flexíveis são blocos de borracha cilíndrica cintada com chapas de aço (Ferreira 2006).

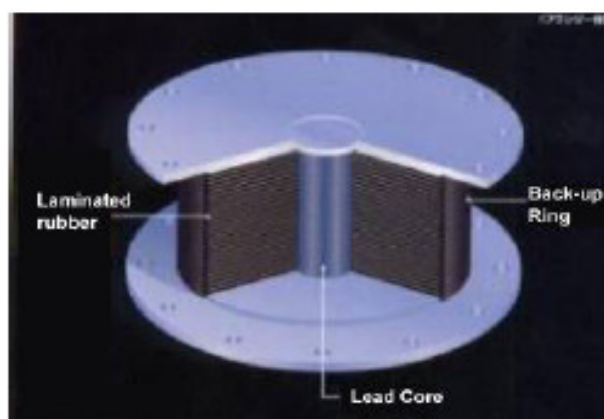


**Figura 2.1-** HDRB utilizado no hospital da Luz (Ferreira 2006)

Os tipos de isolamento base mais utilizados são:

- Os blocos de Borracha de Alto Amortecimento – HDRB – “High Damping Rubber Bearing”;
- Os blocos de Borracha com Núcleo de Chumbo – LRB – “Lead Rubber Bearing”;
- O sistema Pendular com Atrito – FPS – “Friction Pendulum System”.

A diferença entre os blocos de borracha simples e os blocos de borracha com núcleo de chumbo, são os deslocamentos permitidos pelo apoio. Os apoios LRB, Figura 2.2, são mais rígidos devido ao núcleo de chumbo, permitem deslocamentos entre os 100mm e os 500mm, de ordem muito inferior á dos apoios HDRB, Figura 2.3, que podem atingir um máximo de 1000mm (ALGA 2009).



**Figura 2.2-LRB** – “catálogo de aparelhos ALGA” (ALGA 2009)





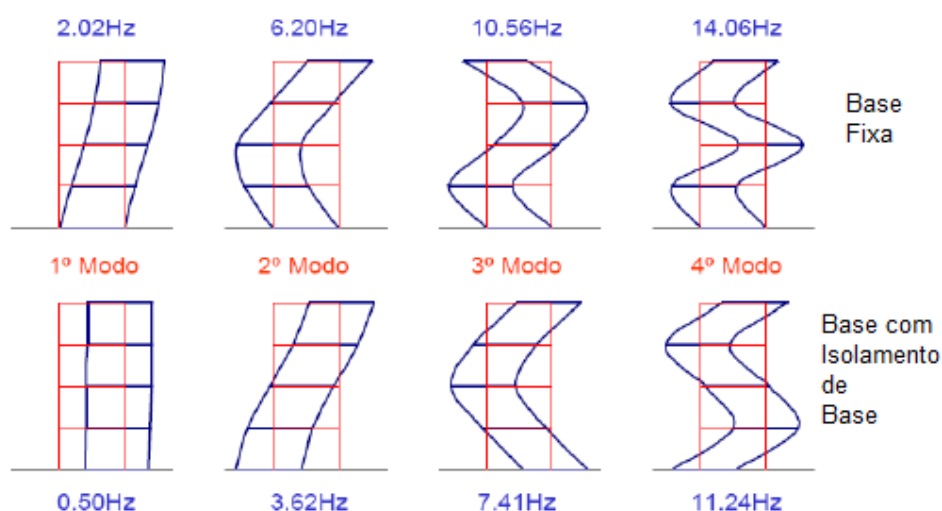
**Figura 2.3-** HDRB - "catálogo de aparelhos ALGA" (ALGA 2009)

Os apoios do tipo pendular com atrito, Figura 2.4, têm um funcionamento diferente dos blocos de borracha, isto porque não utilizam materiais com uma grande elasticidade. Este tipo de isolamento é constituído por um apoio onde no interior existe um material rígido (normalmente aço), que está ligado à estrutura e uma base de apoio que está ligada à fundação. Na ocorrência de um sismo, o corpo rígido pode deslocar-se em relação à base, mas devido ao efeito do pêndulo volta à sua posição inicial no fim da acção.



**Figura 2.4-** FPS, aparelho e esquema de movimento (ALGA 2009)

O isolamento de base, baixa a rigidez lateral da estrutura, aumentando a flexibilidade da mesma. Ao ser introduzido numa estrutura, vai acrescentar um modo de vibração na mesma, que passará a ser o primeiro, Figura 2.5, e a estrutura passa-se a comportar como um corpo rígido no primeiro modo de vibração (Guerreiro 2006).



**Figura 2.5-** Comparação dos modos de vibração (Guerreiro 2006)

Como se pode verificar na Figura 2.5, a principal vantagem deste sistema na resposta da estrutura ao sismo é a frequência de vibração natural desta baixar muito. Com a redução da frequência, o período vai aumentar inversamente, reduzindo assim as acelerações na estrutura e consequentemente as forças aplicadas na estrutura pelo sismo, contudo ao tornar a estrutura mais flexível, o isolamento de base faz com que os deslocamentos absolutos na estrutura aumentem significativamente.

O desempenho do isolamento de base depende do tipo de solo de fundação, quanto mais rígido for melhor será a eficácia deste sistema de prevenção sísmica. Dado que, nestas situações a estrutura passa a ter aproximadamente um período entre 2 e 2,5 segundos e alguns solos “moles” quando entram em movimento devido às acelerações provocadas por um sismo atingem períodos entre 2 e 3 segundos (Engineers 1997). Assim sendo, utilizar este tipo de sistema num solo deste tipo pode levar a que a estrutura entre em ressonância com a vibração do solo e provoque danos muito graves, e nesta situação o isolamento de base acaba por piorar a resposta da estrutura à acção sísmica.

Este sistema tem como vantagens:

- A diminuição de acelerações impostas á estrutura;
- A diminuição da frequência no modo principal de vibração;
- A redução significativa dos esforços provocados pelo sismo na estrutura (passam a ser praticamente nulos);
- Deixam de existir deslocamentos relativos entre pisos para o primeiro modo de vibração da estrutura.

As desvantagens deste sistema são:

- A existência de maiores deslocamentos absolutos na estrutura;
- A dificuldade da sua aplicação em edifícios construídos;
- A alteração do sistema de ligação ao edifício das infra-estruturas de águas, esgotos, gás, energia eléctrica e telecomunicações;
- A maior utilização de juntas de transição entre os pavimentos ligados ao edifício e os pavimentos na sua envolvente exterior;
- O condicionamento da sua aplicação pelo tipo de solo de fundação.

## 2.2 TMD – “Tuned Mass Damper”

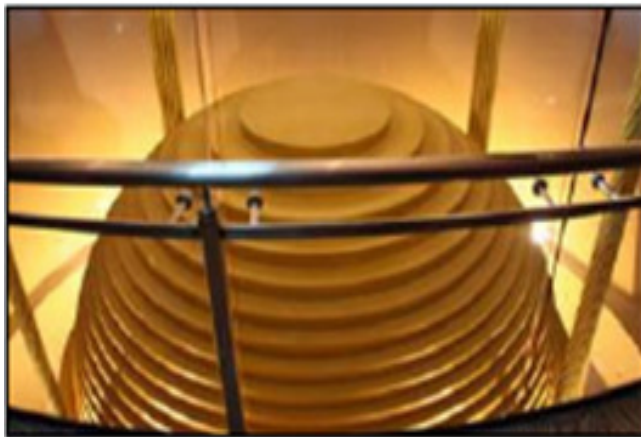
Este tipo de sistema surgiu em 1911 por Frahm (Mehdi 2001) e era utilizado para diminuir o balançar dos navios devido ao movimento das ondas. Na década de 40, Den Hartog (Hartog 1956) começa a investigar a aplicação destes dispositivos em edifícios. O processo consiste na criação de um sistema de amortecimento secundário, constituído basicamente por uma massa, uma mola e um amortecedor, com o objectivo de contrariar o movimento gerado pela excitação da estrutura. Os TMDs eram aplicados essencialmente para reduzir as vibrações provocadas pelo vento, mas nos últimos anos foram realizados vários estudos para introduzir este sistema na prevenção sísmica (Roberto and Leslie 1993). Estes sistemas são regulados para se moverem em oposição à frequência fundamental da estrutura quando esta for excitada. Quando a estrutura é excitada por uma força horizontal exterior o sistema TMD entra em acção, a massa concentrada tende a mover-se e ao deslocar-se o amortecedor dissipa a energia cinética provocada pela aceleração do movimento (Sadek 1996). A sua aplicação conduz a uma redução de deslocamentos absolutos e relativos entre pisos e à redução de aceleração do movimento. Para que isto aconteça e para que se dissipe o máximo de energia possível, a frequência fundamental do sistema TMD tem de ser igual à frequência fundamental da estrutura, este sistema deve situar-se no topo do edifício porque é onde os deslocamentos vão ser maiores.

Essencialmente, este sistema controla o modo fundamental de vibração do edifício, impedindo que a frequência do sismo entre em ressonância com a frequência de vibração da estrutura, minimizando assim o efeito do sismo na estrutura.

Em 1994 estudaram-se 3 tipos de estruturas sujeitas a acção sísmica que utilizavam o sistema TMD para reduzir este efeito na estrutura (Villaverde 1994). O primeiro caso corresponde a um pórtico de 10 pisos em 2D, o segundo um pórtico de um piso em 3D e o terceiro a uma ponte em 3D. Tanto os resultados numéricos como os resultados experimentais mostraram que a resposta das estruturas variava bastante. Em alguns casos a resposta foi muito boa, noutros a presença da massa não alterou em nada a resposta da estrutura. Através destes resultados percebeu-se que a redução da aceleração na estrutura depende das características do movimento do solo. Quando a frequência do movimento do solo é próxima da frequência da estrutura, a aplicação de TMD é bastante eficaz na redução das acelerações impostas. Caso o movimento do solo de fundação tenha uma frequência que se afaste da frequência fundamental da estrutura a aplicação de TMD não tem qualquer efeito na redução de acelerações. Com estes estudos (Villaverde 1994) pode-se concluir que a configuração ideal do TMD varia de estrutura para estrutura e depende do solo de fundação.

A aplicação de TMDs sintonizados para a frequência fundamental da estrutura, Figura 2.6, reduz, normalmente a resposta da mesma para o primeiro modo de vibração, mas o efeito de redução nos modos mais elevados é bastante baixo ou até amplificativo para modos muito elevados (Housner, Bergman et al. 1997). Em 1988 iniciou-se um estudo sobre a utilização de vários TMDs na mesma estrutura para contrariar este efeito (Clark 1988). Desde essa data vários investigadores prosseguiram e aprofundaram essa proposta, tendo concluído que a resposta da estrutura melhora com a aplicação de duas ou mais massas.

A utilização dos dispositivos TMD utilizados como reforço tem a vantagem de poderem ser colocados na estrutura sem afectar o serviço da mesma, sendo que as actividades que se realizam no edifício por parte dos seus ocupantes podem continuar a decorrer durante a aplicação. O que acontece muitas vezes é que o piso da estrutura onde é colocado o sistema não se encontra projectado para receber uma carga concentrada tão elevada, o que limita a introdução deste sistema de prevenção sísmica na estrutura.



**Figura 2.6-** Aplicação de TMD no edifício 101 em Taipei (Wikipedia 2009)

Este sistema tem como vantagens:

- A redução dos deslocamentos absolutos e relativos sofridos pela estrutura durante actuação de um sismo;
- A redução das acelerações devidas à acção sísmica;
- A colocação da massa concentrada num piso, não prejudica o funcionamento dos pisos adjacentes.

Este sistema tem como desvantagens:

- A necessidade de conhecer o histórico de movimentos do solo de fundação em sismos anteriores, para se poder regular o sistema de TMD, de modo a obter-se um desempenho eficaz;
- A necessidade de eventual reforço do edifício para se poder colocar a massa concentrada

---

### 2.3 Ligas Com Memória de Forma (SMA)

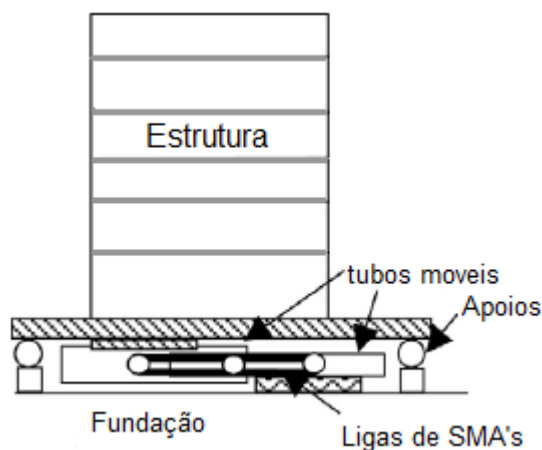
Os Shape memory alloys (SMAs) são materiais com propriedades únicas, pois conseguem recuperar de grandes deformações através da variação de temperatura (efeito de memória) ou por descarga (efeito superelástico). Têm sido aplicadas em vários tipos de reforço de estruturas, muito devido às suas boas características de amortecimento, elevada durabilidade e resistência à fadiga.

As ligas mais utilizadas são as de Nitinol, constituídas pelas ligas de níquel e titânio, e por duas fases, a austenítica e a martensítica. A austenítica caracteriza-se por ser bastante resistente quando sujeita a forças exteriores, a fase martensítica pelo contrário, é pouco resistente a forças exteriores mas é muito deformável (Duerig, Melton et al. 1990).

O fenómeno de “efeito de memória” é caracterizado pelo facto de os SMAs quando carregados e deformados, conseguirem recuperar dessas deformações através do aumento de temperatura. O efeito “superelástico” refere-se ao facto de os SMAs conseguirem recuperar de grandes deformações inelásticas após descarregados (Duerig, Melton et al. 1990). Para se obter um efeito elástico completo é necessário descarregar e aquecer os SMAs, contudo as deformações impostas ao material não devem exceder a capacidade de recuperação do mesmo.

Devido a estas características as ligas com memória de forma têm uma grande capacidade de deformação e uma elevada resistência à fadiga o que lhes permite serem utilizadas na prevenção sísmica através de dois sistemas passivos diferentes, como isoladores base ou como dissipadores de energia. Tanto a funcionar como isolamento de base ou como dissipadores de energia, os SMAs impõem sempre uma variação de rigidez na estrutura.

A utilização dos SMAs integrados em isoladores de base tem sido estudada teórica e experimentalmente (Song, Ma et al. 2006), uma das possibilidades desta técnica consiste em colocar os SMAs entre a fundação e a estrutura, criando uma descontinuidade de rigidez entre as mesmas, Figura 2.7. Neste exemplo os SMAs são entrelaçados a uns tubos que ligam a estrutura à fundação e que se podem deslocar longitudinalmente, quando existem movimentos relativos entre a fundação e a estrutura, os SMAs alongam, amortecendo assim a vibração provocada pela acção sísmica. Este sistema é capaz de resistir a forças até 600 kN e permite deslocamentos até 180mm (Song, Ma et al. 2006). Os testes realizados confirmaram um bom comportamento dos SMAs, mostrando que a rigidez varia com a intensidade da carga, provocando uma dissipação de energia e um amortecimento muito eficaz (Mauro, Donatello et al. 2001).



**Figura 2.7-** Isolamento base utilizando ligas SMA's, adaptado de (Song, Ma et al. 2006)

Uma das maiores aplicações deste material como dissipador de energia foi realizado na Basílica de S. Francisco de Assis, Itália (Crocì 2000), Figura 2.9. Esta intervenção de reforço sísmico teve lugar em 1999, depois do sismo que ocorreu em Umbria, em Itália, no mês de Setembro de 1997. Foram utilizados 47 dispositivos com SMAs, Figura 2.8, com uma força de dimensionamento que varia entre 17 e 52 kN e uma capacidade de deformação que varia entre 8 e 25mm (FIP 2009). Estes dispositivos têm como funcionalidade ligar a cobertura às paredes resistentes de alvenaria de pedra, melhorando assim o comportamento da estrutura às acções horizontais.



**Figura 2.8-** Dispositivo com SMAs (FIP 2009)



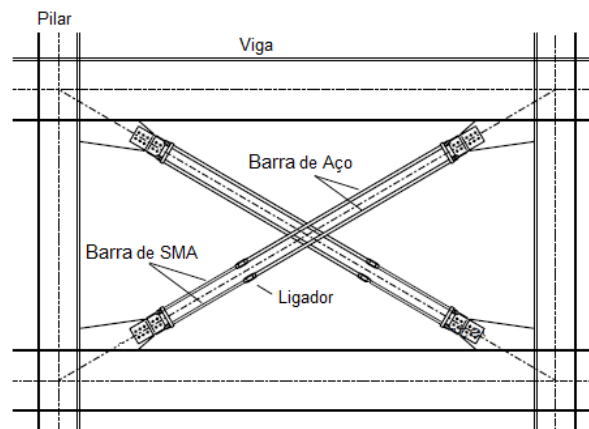


**Figura 2.9-** Aplicação de SMAs na Igreja de S. Giorgio em Trignano e na Basílica de S. Francisco em Assis –Itália (Guerreiro 2006)

Existem vários estudos sobre a aplicação deste tipo de material nas estruturas de engenharia civil como dissipadores de energia para prevenção contra o sismo. Dois desses estudos correspondem à utilização de:

- Barras de contraventamento utilizando SMAs (Tamai and Kitagawa 2002);
- Ancoragem de pilares à base com SMAs (Song, Ma et al. 2006).

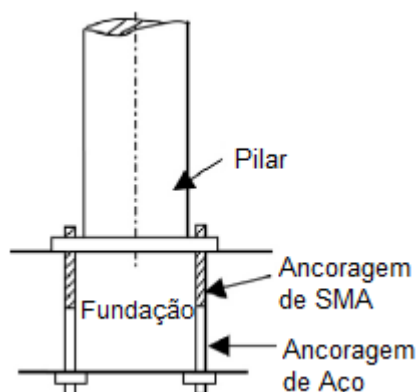
No primeiro caso, são instaladas duas barras com SMAs cruzadas, entre dois pilares, Figura 2.10, (Tamai and Kitagawa 2002). Quando a estrutura sofre deformações as barras vão dissipar energia através da deformação imposta aos SMAs e posterior reposição de forma dos mesmos.



**Figura 2.10-** Barras de contraventamento utilizando SMAs, adaptado (Housner, Bergman et al. 1997)

No segundo caso, a base do pilar assenta numa chapa metálica que é ligada à fundação através de conectores de SMA e de aço, Figura 2.11, com a deformação relativa na base do

pilar e da tensão imposta nos conectores, as ligas de SMA dissipam energia e amortecem a vibração da estrutura durante a acção sísmica (Tamai and Kitagawa 2002).



**Figura 2.11-** Ancoragem da base do pilar à fundação, adaptado de (Song, Ma et al. 2006)

O desempenho destes sistemas de dissipação de energia depende do número de ciclos da acção. Com o aumento do número de ciclos, a capacidade de amortecimento das ligas vai reduzindo até atingir um valor mínimo variável de sistema para sistema.

Os SMAs têm como vantagens:

- O efeito de super-elasticidade e de memória de forma
- A diversidade de aplicação. Tanto podem ser utilizados como isolamento de base ou como dissipadores de energia

Os SMAs têm como desvantagem:

- A perda de capacidade de amortecimento ao fim de um grande número de ciclos

## **2.4 Dissipadores de Energia**

Todas as estruturas quando sujeitas a vibrações dissipam energia de várias formas: por deformações plásticas, atrito, campos de tensão internos ou até mesmo por fendilhação.

A energia introduzida na estrutura está directamente ligada com as acelerações impostas. Quanto maior for a capacidade de amortecimento numa estrutura, menores serão as acelerações e maior será a quantidade de energia dissipada (Housner, Bergman et al. 1997) e (Towashiraporn, Park et al. 2002). Para aumentar a capacidade de amortecimento da estrutura sem que esta sofra deformações plásticas utilizam-se os dissipadores de energia. Estes dispositivos são dimensionados e colocados na estrutura de modo a que maioria das deformações impostas pela acção sísmica aconteça neles e não nos elementos estruturais. Para maximizar o desempenho dos dissipadores de energia, estes devem ser colocados nas zonas de maior deformação e dimensionados de maneira a que os elementos estruturais apenas sofram deformações elásticas. Este tipo de sistema passivo de protecção sísmica é muito utilizado em pontes e viadutos, e em reforço de edifícios, pois não necessita de alteração do sistema estrutural existente.

Actualmente existem muitos tipos de dissipadores de energia que podem ser utilizados na protecção sísmica de estruturas:

- Os dissipadores metálicos histeréticos que dissipam energia através das deformações plásticas que podem sofrer;
- Os dissipadores viscosos onde a energia dissipada depende da velocidade do movimento sísmico;
- Os dissipadores visco-elásticos constituídos por materiais polímeros que dissipam energia através de deformações por corte;
- Os dissipadores electro-indutivos que utilizam a velocidade do movimento sísmico para gerar electricidade e assim dissipar energia;
- Os dissipadores por atrito que dissipam energia através das forças de atrito geradas entre a fricção de dois materiais.

### **2.4.1 Dissipadores de Energia Histeréticos**

Este tipo de dissipadores tira partido da capacidade de deformação plástica de materiais metálicos, quer seja devido a esforços axiais, transversos ou de flexão. No caso dos edifícios mais correntes onde as deformações são pequenas, a deformação plástica dos dissipadores ocorre mais facilmente por compressão/tracção devido às características de aplicação (Towashiraporn, Park et al. 2002).

O aço utilizado nestes dispositivos tem de permitir uma grande extensão durante a rotura e um endurecimento muito reduzido, para que se possa garantir que as características do material não se alterem após vários ciclos de carga. Muitos dos dispositivos utilizados usam placas de aço em forma de triângulo ou de cruz (Housner, Bergman et al. 1997), para que a cedência se dê o mais uniformemente possível em todo o material. A capacidade resistente do aço a acções cíclicas é muito inferior às devidas a acções estáticas, porque a alternância de esforços conduz à fadiga do material, o que vai levar a uma rotura frágil. Por isso, deve se ter especial atenção no dimensionamento deste tipo de dispositivos, de modo a que durante uma acção sísmica o número de ciclos que leva o aço a atingir uma rotura frágil não seja ultrapassado.

Como a energia de dissipação depende da plastificação do material, um valor de tensão de cedência muito elevado torna mais difícil a dissipação de energia. Este tipo de sistema de dissipação aumenta a robustez e rigidez da estrutura, e reduz a deformação plástica dos elementos estruturais (Housner, Bergman et al. 1997). A sua aplicação na estrutura vai criar uma rigidez efectiva na mesma que reduz os deslocamentos relativos entre elementos. Ao reduzir os deslocamentos relativos entre os pisos os esforços e danos nos pilares diminuem.

O dimensionamento dos dissipadores é realizado tendo em conta o limite de plastificação dos elementos estruturais, ou seja, depois de aplicados a estrutura apenas pode sofrer deslocamentos que não levem os elementos estruturais a sofrerem deformações plásticas.

Estes dispositivos são muito utilizados em pontes e em reforço de estruturas, porque não necessitam de manutenção, não são sensíveis a variações de temperatura e não perdem as suas características com o envelhecimento. No caso da utilização de dissipadores deste tipo em pontes, estes devem ser dimensionados para a actuação de cargas elevadas, para que não entrem em funcionamento com a vibração da ponte à passagem de camiões ou pela deformação térmica dos materiais (Loureiro 2008).

Um exemplo da aplicação de um dissipador histerético num reforço de um edifício encontra-se representado na Figura 2.12, este dispositivo confere não só um amortecimento da acção de

um sismo através da dissipação de energia, como também aumenta a rigidez dos elementos estruturais daquela zona.



**Figura 2.12-** Reforço de um edifício com dissipadores histeréticos (Guerreiro 2007)



**Figura 2.13-** Aplicação de dissipadores histeréticos no reforço de uma escola em Senigallia, Itália (FIP industriale)

Este sistema tem como vantagens:

- A redução dos deslocamentos relativos na estrutura;
- A não plastificação dos elementos estruturais envolventes;
- O controlo do deslocamento máximo da estrutura, uma vez que este ocorre quando os elementos estruturais sofrerem deformações plásticas.

Este sistema tem como desvantagens:

- O aspecto estético, devido à dimensão de alguns dissipadores;
- As acções de manutenção após a ocorrência de um sismo.

### 2.4.2 Dissipadores de Energia Viscosos

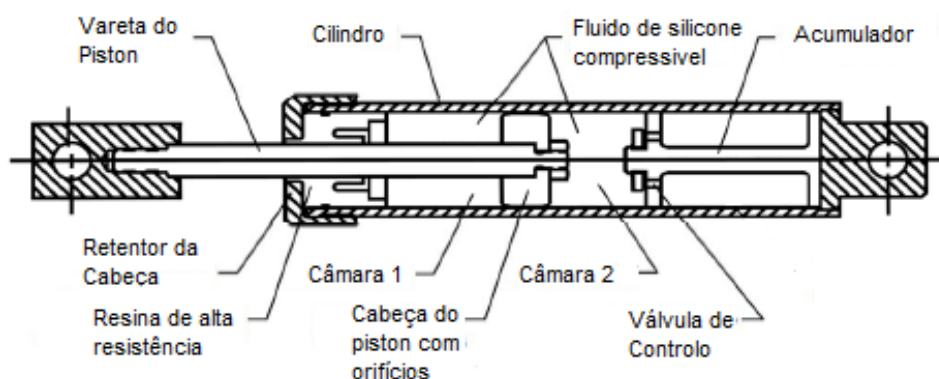
Estes dispositivos são muito utilizados na indústria aeroespacial e em aplicações militares, depois da Guerra-Fria começaram a ser utilizados em estruturas civis (D. Lee 2001).

O seu funcionamento é simples, durante a actuação de um sismo, a força gerada pela aceleração imposta é transmitida ao dissipador, no qual existe um fluído que é comprimido e obrigado a atravessar pequenos orifícios. É através da velocidade com que o fluído atravessa os orifícios que a força do sismo é dissipada (Makris and Constantinou 1992). Quanto maior for a velocidade, maior será a energia dissipada pelo amortecedor viscoso, isto porque a energia cinética é dissipada por calor. Dependendo de cada caso de aplicação, podem-se usar fluidos mais ou menos viscosos, de acordo com a quantidade de energia que se deseja dissipar.

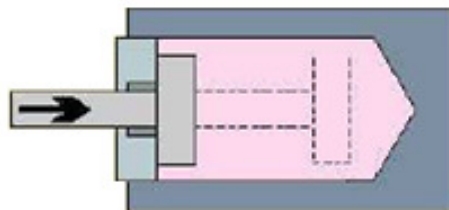
Caso o fluido seja puramente viscoso, a força exterior que actua no pistão é directamente proporcional à velocidade de compressão do pistão (D. Lee 2001). Para frequências altas o fluido no pistão assume um comportamento visco-elástico. A força gerada num dispositivo do tipo Taylor, Figura 2.14, é dada por:

$$F = C \times V^{\alpha} \quad (2.1)$$

Onde F é a força aplicada ao dispositivo, C e  $\alpha$  são constantes que dependem do tipo de fluido e do sistema do dispositivo e V é a velocidade do pistão. O valor de  $\alpha$  varia entre 0.15 e 1.80 de acordo com o tipo de válvulas do dispositivo, quanto mais baixo for este valor maior será a energia dissipada por ciclo para um esforço máximo na estrutura (D. Lee 2001).



**Figura 2.14-** Dispositivo viscoso Taylor (adaptado D. Lee 2001)

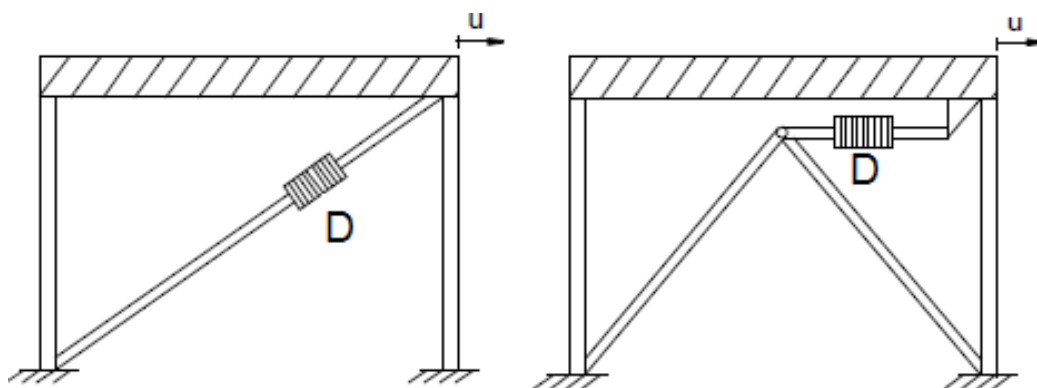


**Figura 2.15-** Exemplo de funcionamento de um dissipador viscoso (Guerreiro 2007)

Este tipo de sistema de prevenção sísmica permite reduzir as acelerações sísmicas e deslocamentos da estrutura para praticamente todas as frequências. Quanto menor for a frequência da estrutura menor será a energia dissipada. Os dissipadores viscosos permitem um amortecimento estrutural até 30%, que é bastante elevado quando comparado com os 5% do coeficiente de amortecimento normal em estruturas de betão armado (D. Lee 2001).

Apesar da manutenção deste tipo de dispositivos ser muito reduzida e a maioria dos fornecedores garantir um bom desempenho durante um período de 35 anos, pequenos movimentos na estrutura podem causar um desgaste e quebras nas juntas de selagem do fluido, prejudicando assim o seu funcionamento (D. Lee 2001).

Estes dispositivos aplicam-se normalmente entre pórticos de modo a controlar os deslocamentos e assim dissipar a maior quantidade de energia possível, Figura 2.16, em que  $u$  é o deslocamento imposto pelo sismo e  $D$  representa o dissipador viscoso.



**Figura 2.16-** Exemplos de possíveis aplicações de dissipadores viscosos (Whittaker and Constantinou 2004)

Existem várias aplicações de dissipadores viscosos, muitas vezes utiliza-se estes dispositivos como auxiliares ao isolamento de base, de modo a reduzir os deslocamentos devidos à flexibilidade dos apoios, como é o caso do edifício *city hall* de Los Angeles, Figura 2.17. No hospital de Tillamook no Japão o sistema de prevenção sísmica passou pela instalação de dispositivos visco-elásticos como contraventamento entre os pilares, Figura 2.18.





**Figura 2.17-** Aplicação de dissipadores de energia viscosos na city hall de Los Angeles (Taylor devices 2005)



**Figura 2.18-** Aplicação de dissipadores de energia viscosos no Hospital de Tillamook, Japão (Taylor Devices 2005)

Este sistema tem como vantagens:

- A capacidade de amortecimento de ações cíclicas, na ordem dos 30%;
- A redução dos esforços na estrutura;
- A redução das deformações;
- O não impedimento dos movimentos lentos da estrutura, devido às cargas de serviço e variações de temperatura;
- Não necessitar de manutenção periódica.

Este sistema tem como desvantagens:

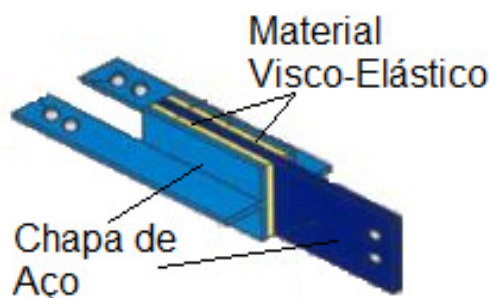
- A possibilidade de danificação do dispositivo com pequenos movimentos da estrutura

### 2.4.3 Dissipadores de Energia Visco-Elásticos

Os dissipadores visco-elásticos são normalmente constituídos por um sistema em forma de sanduíche com um material metálico e os polímeros altamente deformáveis no interior. A dissipação de energia é feita em função do deslocamento elástico sofrido pelo polímero e da velocidade de deformação. Este tipo de dispositivo funciona normalmente por forças de corte que obrigam á deformação dos polímeros (M. C. Constantinou 1993).

As primeiras utilizações deste sistema foram para reduzir a acção do vento em estruturas muito altas, utilizando para isso a dissipação de energia. Mais recentemente a capacidade de dissipação deste tipo de dispositivos tem sido aplicada para reduzir o efeito de sismos nas estruturas (M. C. Constantinou 1993). Este tipo de dissipador visco-elástico, teve a sua primeira aplicação a nível da engenharia civil nas torres gémeas do World Trade Center em 1969, com o objectivo de reduzir as vibrações provocadas pelo vento nos pisos mais altos (Samali and Kwok 1995).

Normalmente os dissipadores de energia visco-elásticos são utilizados como complemento e em associação a outros dispositivos de prevenção sísmica, como os dissipadores por atrito e os hysteréticos. Quando utilizados isoladamente, a sua aplicação tem mais significado em estruturas metálicas devido à vulnerabilidade deste tipo de estruturas a acções sísmicas e ao vento. Os materiais visco elásticos normalmente utilizados nas estruturas de engenharia civil são constituídos por polímeros ou derivados do vidro, Figura 2.19 e Figura 2.20. Estes materiais são muito dependentes da variação da temperatura, o que significa que com o aumento de temperatura a capacidade de dissipação de energia diminui bastante assim como a sua rigidez (Tsai 1994). Outras acções que alteram as propriedades destes materiais são as tensões aplicadas e a frequência de aplicação das forças.



**Figura 2.19-** Esquema de um dispositivo visco elástico (Guerreiro 2007)



**Figura 2.20-** Aplicação de dispositivos visco elásticos no reforço de edifícios (FIP Industriale)

Os dissipadores visco-elásticos oferecem à estrutura um novo coeficiente de amortecimento e uma nova rigidez. Estes novos parâmetros vão depender da frequência da acção, do deslocamento imposto e da temperatura ambiente e do dissipador (Shen, Soong et al. 1995). Para acções com frequências muito baixas, próximas do zero a rigidez efectiva do dissipador é nula, logo não existirá dissipação de energia.

Como a dissipação de energia neste dispositivo deriva de vários factores, o seu nível de desempenho depende da acção a que está sujeito. Quanto maior for a força sísmica a actuar na estrutura maior será a energia dissipada, mas a estrutura sofrerá maiores deslocamentos do que para a actuação de uma força de menor intensidade, todavia, os deslocamentos na estrutura vão ser bastante inferiores aos sofridos sem aplicação deste tipo de dissipadores.

Este sistema tem como vantagens:

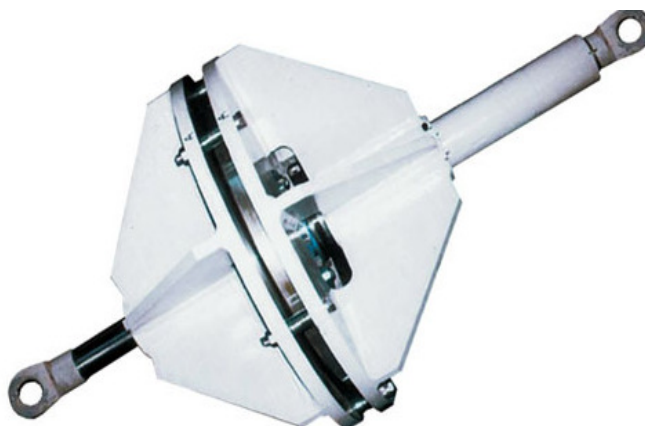
- A combinação num só dispositivo das propriedades viscosas e elásticas;
- A combinação fácil com outros dissipadores de energia;
- A redução das acelerações impostas pelo sismo
- A não necessidade de uma grande manutenção
- O longo período de vida útil

Este sistema tem como desvantagens:

- A redução de deslocamentos absolutos e relativos depender da energia sísmica aplicada à estrutura
- As suas propriedades variarem com a temperatura, com a frequência da acção e com a amplitude do movimento
- A energia dissipada depender dos deslocamentos e forças impostas à estrutura

#### 2.4.4 Dissipadores de Energia Electro- Indutivos

Estes dissipadores dissipam energia através de electricidade, transformando a energia cinética em calor. O sistema de funcionamento consiste em instalar o aparelho electro indutivo, Figura 2.21, entre dois pontos da estrutura que sofram deslocamentos relativos durante uma acção sísmica. Esses movimentos são transferidos para o aparelho com o objectivo de criar energia eléctrica que será convertida em calor e assim dissipada (ALGA 2009)

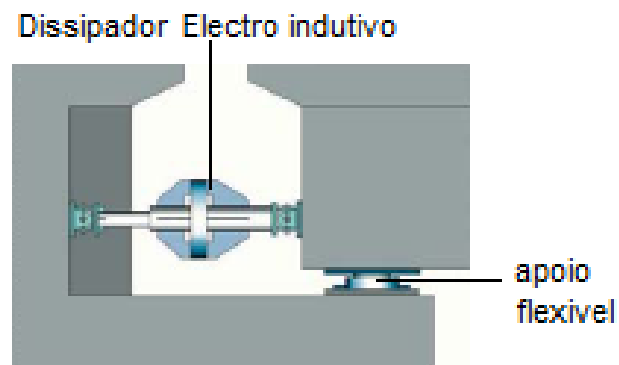


**Figura 2.21-** Dissipador Electro indutivo, desenvolvido pela empresa Alga (ALGA 2009)

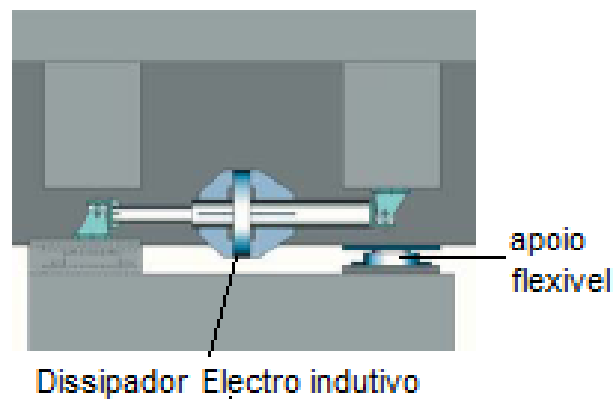
Estes aparelhos têm duas partes importantes na sua constituição, uma delas é constituída por vários ímanes que criam um campo magnético e a outra parte um circuito eléctrico que se encontra em movimento relativo em relação ao campo magnético. As diferentes características destas duas partes combinadas vão limitar a energia dissipada (ALGA 2009). O sistema de dissipação funciona quase como um dissipador viscoso, sendo que a velocidade do deslocamento condiciona a dissipação de energia, isto permite que o dispositivo apenas actue quando as velocidades são elevadas. Quando ocorrem movimentos lentos como é o caso do alongamento ou encurtamento dos materiais devido à variação de temperatura o sistema não dissipa energia.

Estes dispositivos não necessitam de manutenção, podem continuar a ser usados após a actuação de um sismo sem precisar de qualquer tipo de reparação e pode-se ajustar a capacidade de resposta do aparelho para que este actue ou não quando sujeito a pequenos deslocamentos (maiores ou iguais a 2mm).

Apesar de poderem ser utilizados isoladamente estes dispositivos são normalmente utilizados em simultâneo com o isolamento de base, de modo a maximizar a energia dissipada, Figura 2. 23 e Figura 2.22.



**Figura 2.22-** Aplicação de dissipador Electro indutivo no encontro de um viaduto (ALGA 2009)



**Figura 2. 23-** Aplicação de dissipador Electro indutivo (ALGA 2009)

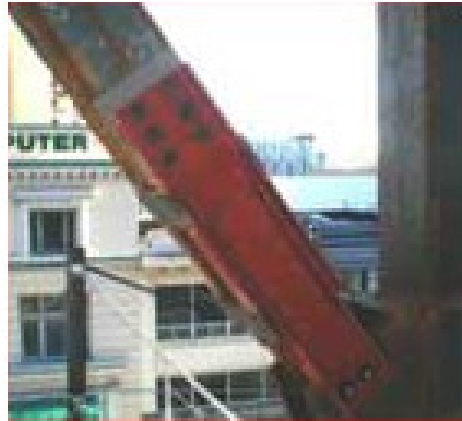
### 2.4.5 Dissipadores de Energia por Atrito

O funcionamento destes dissipadores consiste em dissipar a energia por atrito gerado entre o movimento de dois materiais. Os dissipadores de atrito têm a sua capacidade de dissipação de energia associada ao coeficiente de atrito entre os materiais deslizantes, que ao deslizarem dissipam energia cinética por calor. O principal problema deste tipo de sistema é a vibração do dispositivo quando solicitado, de modo a minimizar essa vibração e preservar o coeficiente de atrito é necessário uma escolha adequada dos materiais constituintes do sistema (Housner, Bergman et al. 1997). Um aparelho muito utilizado em estruturas é o dispositivo Pall, que funciona com duas barras cruzadas, Figura 2.24.



**Figura 2.24-** Edifício da biblioteca de Concordia (PallDynamics 2009)

Este sistema não é dependente da velocidade da acção, mas sim dos deslocamentos. Quanto maior o deslocamento imposto maior será a energia dissipada (Aiken, Nims et al. 1993). Os deslocamentos sofridos dependem da capacidade resistente do dispositivo à força exercida, logo pode-se escolher o valor de força para a qual se quer que o dispositivo actue. Isto leva à opção de apenas fazer actuar o dispositivo quando a força ou deslocamento imposto seja equivalente a um sismo de grande intensidade, desprezando assim os deslocamentos/forças geradas pela acção do vento ou de pequenos sismos, Figura 2.25.



**Figura 2.25-** Dissipador de atrito para grandes deslocamentos (PalIDynamics 2009)

Muitas vezes utilizam-se os dissipadores de energia por atrito combinados com amortecedores visco-elásticos, isto acontece quando para além de se querer obter dissipação de energia para grandes forças ou deslocamentos, também se quer controlar a energia dissipada para outras acções de menor energia, como o vento ou sismos de baixa intensidade (Housner, Bergman et al. 1997).

Estes sistemas têm como vantagens:

- A possibilidade de ajustamento da rigidez do sistema, para o tipo de energia que se quer dissipar;
- A redução das acelerações impostas pelo sismo.

Estes sistemas têm como desvantagens:

- A dependência da redução dos deslocamentos absolutos e relativos da força sísmica aplicada à estrutura;
- A dependência da energia dissipada dos deslocamentos e forças impostas à estrutura;
- O aspecto estético
- A variabilidade do coeficiente de atrito dos materiais com o passar dos anos

## 2.5 Análise Dinâmica de estruturas

A análise dinâmica de estruturas pode ser realizada através da equação de movimento, equação 2.2. A qual pode ser mais ou menos complexa dependendo do número de graus de liberdade da estrutura. No sentido de comparar os diferentes sistemas e a forma como influenciam o comportamento das estruturas à acção sísmica, considera-se, simplificada, o pórtico da Figura 2.26 com apenas um grau de liberdade.

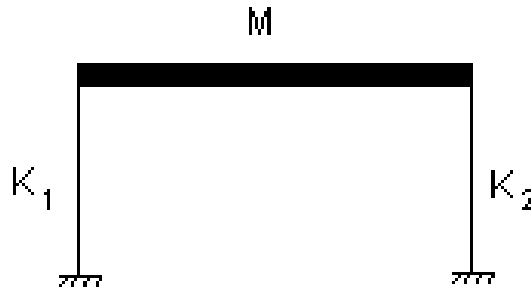


Figura 2.26- Pórtico com um grau de liberdade

O pórtico é constituído por uma massa,  $M$ , no topo e por dois pilares que lhe conferem uma rigidez  $k_1$  e  $k_2$ . Pode-se simular a ocorrência de um sismo nesta estrutura aplicando uma aceleração na base dos pilares,  $\ddot{u}_g(t)$ , que varia ao longo do tempo (Chopra 2000).

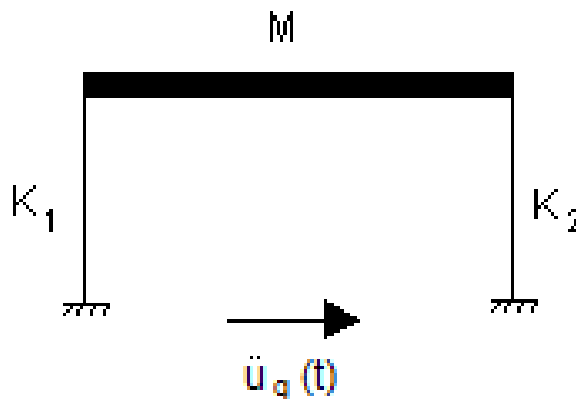
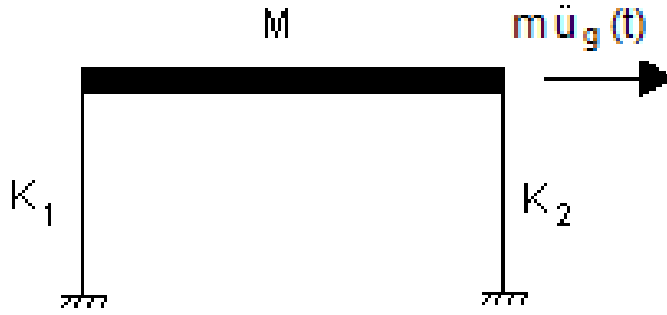


Figura 2.27- Aplicação de uma aceleração na base do pórtico

Este método pode ser simplificado através da aplicação de uma força externa na massa da estrutura que represente a aceleração no solo. Segundo Chopra (Chopra 2000), a deformação que a estrutura irá sofrer em resposta à aceleração na base será idêntica à deformação da estrutura com base fixa sujeita a uma força externa igual a  $m \cdot \ddot{u}_g(t)$ , com direcção oposta à aceleração imposta.





**Figura 2.28-** Aplicação de uma força externa no pórtico

Neste caso a equação de movimento pode ser expressa por:

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = F(t) \Leftrightarrow M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = -M \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

em que  $M$  é a massa da estrutura,  $C$  a parcela de amortecimento,  $K$  a rigidez da estrutura,  $F$  uma força exterior variável no tempo aplicada na estrutura, neste caso,  $m \cdot \ddot{u}_g(t)$ . Os termos  $u$ ,  $\dot{u}$  e  $\ddot{u}$  são deslocamento, velocidade e aceleração, respectivamente.

A frequência natural da estrutura é dada por:

$$f = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (2.3)$$

Caso se queira analisar a dissipação de energia na estrutura bem é necessário decompor a equação de movimento numa soma de energias. Para isso é necessário integrar cada parcela da equação 2.2 ao longo do deslocamento sofrido na estrutura, equação 2.4. Energias essas que podem ser de diferentes características, mas que depende sempre da constituição da estrutura (Soong and Dargush 1999). Nas equações 2.4 a 2.9 é apresentada a equação de movimento em termos energéticos e as diversas parcelas que a compõem.

Equação do movimento em parcelas energéticas:

$$\int_0^u m \cdot \ddot{u}(t) du + \int_0^u c \cdot \dot{u}(t) du + \int_0^u k \cdot u(t) du = - \int_0^u m \cdot \ddot{u}_g(t) du \quad (2.4)$$

$$E_K + E_D + E_S = E_I \quad (2.5)$$

Energia exterior introduzida na estrutura ( $E_I$ ):

$$E_I(t) = - \int_0^u m \cdot \ddot{u}_g(t) du \quad (2.6)$$

Energia cinética da massa da estrutura ( $E_K$ ):

$$E_K(t) = \int_0^u m \cdot \ddot{u}(t) du = \int_0^{\dot{u}} m \cdot \dot{u}(t) d\dot{u} = \frac{m \cdot \dot{u}^2}{2} \quad (2.7)$$

Energia dissipada equivalente a um amortecedor (energia mecânica) ( $E_D$ ):

$$E_D(t) = \int_0^u c \cdot \dot{u}(t) du = \int c \cdot \dot{u}^2 dt \quad (2.8)$$

Energia dissipada pela cedência e pela recuperação de extensão por parte dos materiais ( $E_S$ ):

$$E_S(t) = \int_0^u k \cdot x(t) du = \frac{k \cdot u^2}{2} + E_{Sp} \quad (2.9)$$

em que  $k$  é a rigidez do sistema estrutural

$$E_S = E_{Se} + E_{Sp} \quad (2.10)$$

$E_{Se}$  - energia dissipada devido à recuperação da extensão elástica do material

$E_{Sp}$  - energia dissipada devido à plastificação do material

Numa estrutura bem dimensionada o somatório da energia dissipada deve ser igual à energia introduzida no sistema estrutural  $E_I$ . Quando isso não acontece a estrutura sofre danos que podem ser deformações plásticas ou abertura de fendas. Há que ter em conta que a equação de energias, equação 2.4, é função do tempo, sendo assim, durante a actuação de um sismo a equação tem de estar sempre em equilíbrio em todos os instantes (Soong and Dargush 1999).

### 2.5.1 Isolamento de Base

Para se perceber o que se passa dinamicamente numa estrutura quando é colocado um isolamento de base analisam-se em seguida dois exemplos. O primeiro consiste num pórtico constituído por uma viga apoiada em dois pilares que se encontram ligados ao solo através de um encastramento, Figura 2.29.

Utilizando o exemplo de um pórtico simples sem isolamento de base, Figura 2.29:

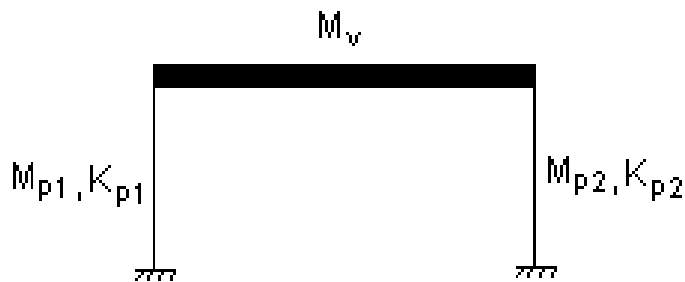


Figura 2.29- Pórtico encastrado ao terreno

Em que,  $M_v$  é a massa da viga,  $M_{p1}$  e  $M_{p2}$  são as massas dos pilares 1 e 2 e  $K_{p1}$  e  $K_{p2}$  são as rigidezes dos pilares 1 e 2 respectivamente.

A frequência natural para o 1º modo de vibração desta estrutura é dada através da adaptação da equação 2.2 para o caso em estudo:

$$f = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{K_{p1} + K_{p2}}{M_v + \frac{M_{p1} + M_{p2}}{2}}} \quad (2.11)$$

Se considerarmos agora um pórtico semelhante ao anterior mas cuja ligação dos pilares à fundação é feita através de isolamento de base, Figura 2.30:

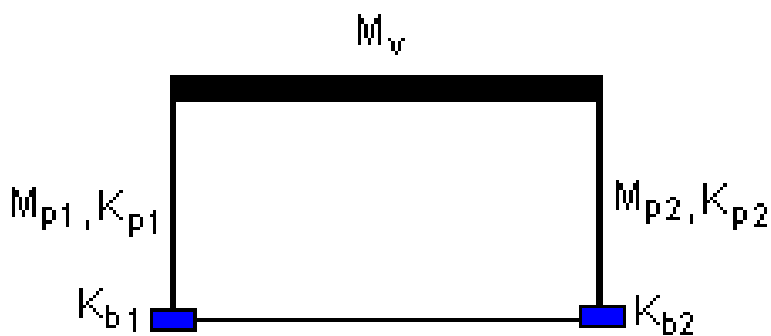


Figura 2.30- Pórtico com isolamento de Base

Em que,  $K_{b1}$  e  $K_{b2}$  são as rigidezes do isolamento base na fundação do pilar 1 e 2 respectivamente.

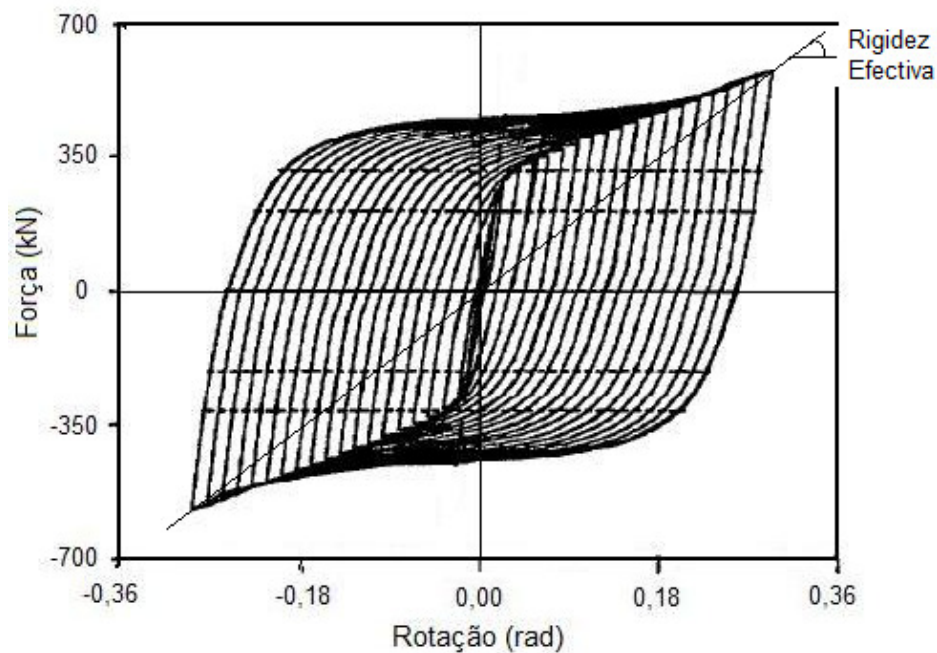
Considera-se que a massa dos aparelhos de isolamento base é desprezável e que no 1º modo de vibração o pórtico passa-se a comportar como um corpo rígido, deformando-se apenas na base, logo a rigidez dos pilares é desprezável. A frequência natural para o 1º modo de vibração da estrutura é dada pela adaptação da equação 2.3 para o caso em estudo, resultando:

$$f = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{K_{b1} + K_{b2}}{M_v + M_{p1} + M_{p2}}} \quad (2.12)$$

A rigidez dos aparelhos onde a estrutura se apoia é muito inferior à rigidez dos pilares, o que faz com que frequência para o 1º modo de vibração diminui bastante. Pode-se dizer então que o isolamento de base não funciona como um dissipador de energia mas sim como um redutor de energia, porque ao baixar a frequência fundamental do pórtico vai reduzir muito as acelerações impostas e assim reduzir a energia introduzida pela acção sísmica na estrutura (FIP 2009).

### 2.5.2 Dissipadores Histeréticos

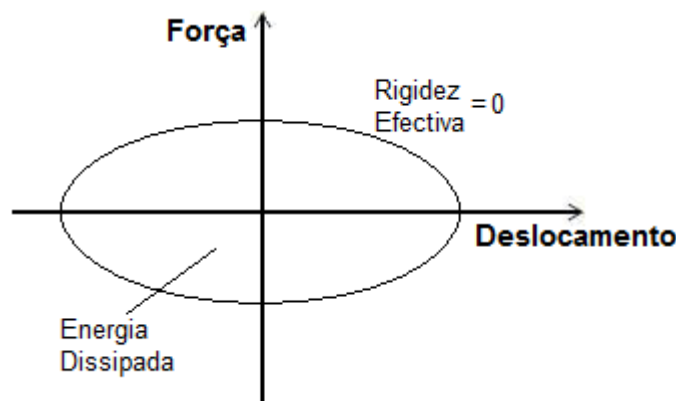
O mecanismo de dissipação de energia dos dissipadores histeréticos é caracterizado pelos seus ciclos de histerese. A energia dissipada em cada ciclo pode ser avaliada através da área interior do ciclo. Na Figura 2.31 estão representados os vários ciclos de um dissipador histerético que funciona através de deformações impostas por flexão (Sadek 1996).



**Figura 2.31-** Ciclo de histerese de um dissipador metálico histerético, adaptado de (Sadek 1996)

### 2.5.3 Dissipadores Viscosos

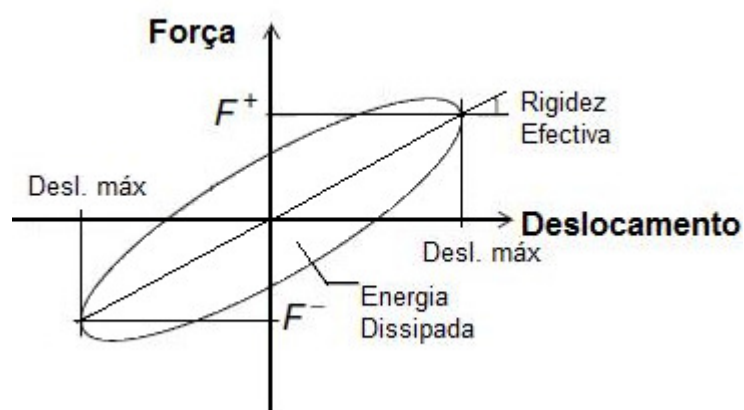
A força no dissipador viscoso depende da velocidade e da constante de amortecimento, admitindo um valor de constante de amortecimento, durante a acção sísmica a única variável é a velocidade. Olhando para a equação de movimento, equação 2.2, percebe-se que quando aplicados estes dispositivos apenas vão alterar a parcela que depende da velocidade, que corresponde à aplicação de um amortecedor, equação 2.8. Através dessa expressão de energia  $E_D$ , é fácil perceber que quanto mais rápida for a acção, mais energia será dissipada. Graficamente também é possível perceber como funciona a dissipação de energia porque quando sujeitos a cargas cíclicas, os dissipadores viscosos têm um comportamento força-deslocamento semelhante ao representado na Figura 2.32, onde a energia dissipada corresponde à área interior do gráfico (M. C. Constantinou 1993). A área da figura será maior quanto maior for a força no dissipador, força essa que aumenta directamente com o aumento de velocidade. Qualquer que seja a acção cíclica aplicada ao dissipador, este nunca irá transmitir qualquer tipo de rigidez á estrutura.



**Figura 2.32-** Gráfico força-deslocamento de um dissipador viscoso sujeito a uma carga cíclica (Whittaker and Constantinou 2004)

### 2.5.4 Dissipadores Visco-Elásticos

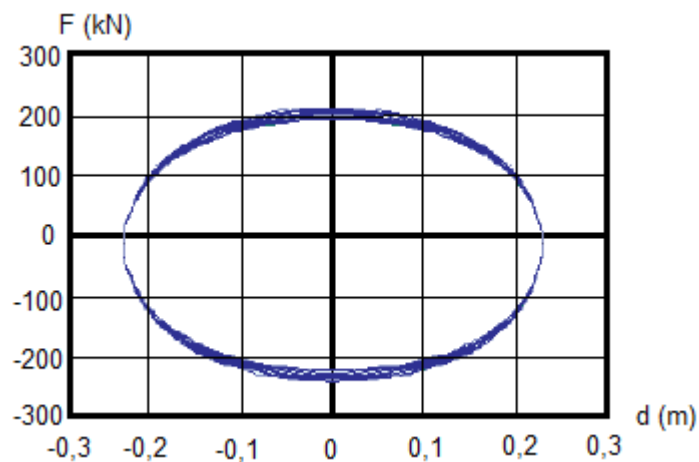
A energia dissipada pelos dissipadores Visco-Elásticos será tanto maior, quanto maior for a frequência e o deslocamento imposto ao dissipador, como se pode ver pela Figura 2.33. A rigidez efectiva depende do deslocamento máximo sofrido no dissipador e não da força máxima aplicada.



**Figura 2.33-** Comportamento de um dissipador visco-elástico sujeito a carga cíclica (Whittaker and Constantinou 2004)

### 2.5.5 Dissipadores Electro-Indutivo

Como a dissipação de energia se dá da mesma forma que um dissipador viscoso, dinamicamente ocorre a mesma transformação, a energia dissipada corresponde à energia de uma amortecedor puro, equação 2.8, em que para uma dada constante de amortecimento, quanto maior for a velocidade do movimento maior será a energia dissipada. Pela Figura 2.34, verifica-se que o comportamento dos dissipadores electro-indutivos quando sujeitos a cargas cíclicas é em tudo semelhante ao dos dissipadores viscosos, continuando a rigidez efectiva do dissipador a ser sempre nula ao longo do deslocamento.

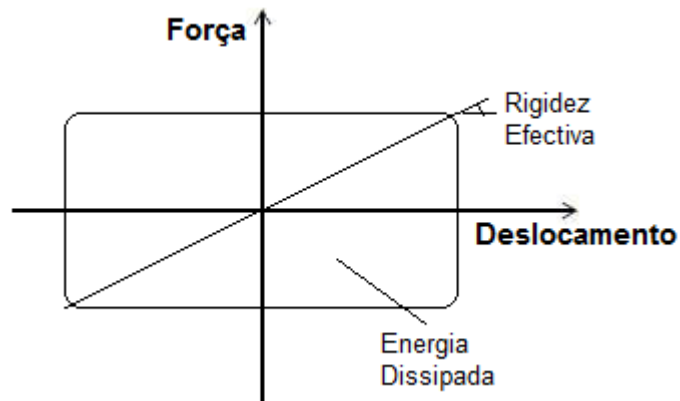


**Figura 2.34-** Comportamento de um dissipador electro-indutivo sujeito a carga cíclica (ALGA 2009)



### 2.5.6 Dissipadores por Atrito

A energia dissipada por estes sistemas quando sujeitos a cargas cíclicas é dada também pela área abaixo da envolvente do gráfico força – deslocamento, Figura 2.35. A rigidez efectiva destes sistemas é função da força e do deslocamento máximo.



**Figura 2.35-** Comportamento de um dissipador por atrito sujeito a carga cíclica (PalDynamics 2009)

## 2.6 Comparação entre sistemas

De modo a comparar os diferentes sistemas passivos de prevenção sísmica, concebeu-se a tabela 2.1. Nela classificam-se o desempenho de todos os sistemas referidos, relativamente à ocorrência de deslocamentos absolutos e relativos na estrutura, e a nível das acelerações impostas devido à acção sísmica.

<b>Sistemas</b>	<b>Deslocamentos Absolutos</b>	<b>Deslocamentos Relativos</b>	<b>Acelerações</b>
<b>Isolamento de Base</b>	Aumenta	Reduz muito	Reduz muito
<b>TMD</b>	Reduz	Reduz	Reduz
<b>Ligas Memória de Forma</b>	Reduz	Reduz	Reduz
<b>Dissipadores Histeréticos</b>	Reduz muito	Reduz muito	---
<b>Dissipadores Viscosos</b>	Reduz pouco	Reduz	Reduz
<b>Dissipadores Visco-Elásticos</b>	Reduz pouco	Reduz	Reduz
<b>Dissipadores Electro-Indutivos</b>	Reduz pouco	Reduz	Reduz
<b>Dissipadores Atrito</b>	Reduz pouco	Reduz	Reduz

**Tabela 2.1-** Comparação do desempenho dos sistemas durante uma acção sísmica

## CAPÍTULO 3 - CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE DISSIPADORES DE ENERGIA PARA APLICAÇÃO EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Este capítulo divide-se em duas partes, na primeira caracterizam-se os materiais utilizados para a execução de dois modelos experimentais e na segunda caracterizam-se e apresentam-se os resultados dos modelos experimentais.

A caracterização dos materiais inicia-se com ensaios de tracção aos varões de aço roscado utilizados nos modelos experimentais, com o objectivo de determinar a sua tensão de cedência.

Posteriormente são realizados ensaios de caracterização de diferentes compósitos de resina e agregados leves. Foram realizados ensaios de tracção, de compressão monotónica e compressão cíclica. O número de ensaios varia consoante o número de provetes disponíveis para cada resina, isto porque, estes foram inicialmente cortados de modo a que a sua força resistente teórica fosse próxima mas inferior à força de cedência de varão de aço roscado de 16mm de diâmetro.

O primeiro modelo destina-se a testar a capacidade resistente de dissipadores de energia para instalação em varões de aço roscado (DIVR), que funcionam enroscados ao varão de aço. O segundo foi concebido para simular um pilar reforçado com dissipadores de energia instalados em varões de aço (DIV) que funcionam apenas por compressão e apenas quando o pilar é sujeito a deslocamentos horizontais.

São apresentados os modelos ensaiados, os materiais constituintes, a instrumentação utilizada, os procedimentos realizados e os resultados obtidos.

### 3.1 Dissipadores de Energia

Os dois modelos descritos neste capítulo correspondem ao estudo de dois tipos de dissipadores. O primeiro dissipador roscado para instalação em varões de betão armado, DIVR, é para ser aplicado em pilares cujo seu reforço estrutural seja por aumento da secção. O dissipador é enroscado no varão de aço de reforço e aplicado na base do pilar, na ocorrência de um sismo o dissipador entrará em funcionamento pela tracção dos varões de reforço. O dissipador para aplicação em varões de betão armado, DIV, funciona apenas à compressão e é aplicado também em pilares cujo seu reforço estrutural seja por aumento da secção. O dissipador DIV é aplicado na base e no topo dos pilares, num sistema que permite que funcione apenas à compressão. Na ocorrência de uma acção sísmica a tracção dos varões de reforço do pilar provocará, consequentemente, a compressão dos dissipadores contra o betão da zona reforçada.

### 3.2 Metodologia do Estudo Experimental

Os materiais testados experimentalmente foram o aço roscado e os compósitos de resina com agregados leves. O estudo experimental da componente mecânica dos materiais foi dividido em três tipos de ensaios: tracção, compressão monotónica e compressão cíclica.

Foram realizados ensaios de tracção aos varões de aço roscado disponíveis no laboratório e ensaios de tracção por flexão e de compressão monotónica e cíclica aos compósitos de resina e agregados leves, Tabela 3.1. Testaram-se dois tipos de compósitos, um constituído por resina e borracha (compósito RB) e outro por resina e cortiça (compósito RC).

Ensaio	Tipo	Aço Roscado	Compósito RC	Compósito RB
Tracção	Monotónico	3	-	-
Tracção por flexão	Monotónico	-	2	2
Compressão	Monotónico	-	5	6
	Cíclico	-	1	2

**Tabela 3.1** - Resumo dos ensaios de caracterização dos materiais

Os ensaios de tracção realizados aos varões de aço roscado tiveram como propósito determinar a tensão de cedência daquele tipo de aço. Para a caracterização da tensão máxima de tracção dos compósitos foi realizado um ensaio de flexão para cada composição.

Os ensaios de compressão monotónica e cíclica realizados aos compósitos serviram para compreender a influência da existência de um furo interior (20mm) nos dissipadores DIV.

O objectivo dos ensaios dos dissipadores de energia para instalação em varões de aço roscado (DIVR) foi caracterizar o seu comportamento quando o varão de aço é tracionado e reage contra o dispositivo e, desta forma, tentar obter um dispositivo que dissipasse energia enquanto o varão se mantinha em regime elástico. Numa tentativa de optimização do sistema foram utilizados diferentes tipos de reforço no mesmo, a aplicação de uma armadura helicoidal e o encamisamento exterior da resina. Este trabalho foi a continuação de ensaios realizados anteriormente no Departamento de Engenharia Civil (Reguengo e Rodrigues 2008).

Os ensaios realizados com os dissipadores de energia para instalação em varões de aço (DIV), tiveram como finalidade caracterizar o comportamento de um conjunto de compósitos de resina e agregados leves integrados no dispositivo e aplicados a um pilar como reforço sísmico. De forma a obter-se uma melhor avaliação da influência deste tipo de reforço na resposta do pilar, admitiu-se inicialmente testar quatro tipos de resina, com diferentes características resistentes. No entanto, após a realização do primeiro ensaio concluiu-se que não seria necessário continuar, sendo preferível adoptar os resultados dos ensaios cíclicos obtidos anteriormente para a caracterização dos compósitos RC e RB.

Durante a concepção dos modelos de ensaio existiram várias condicionantes que tiveram de ser atendidas. Tentou-se que todos os provetes e dispositivos de resina ensaiados tivessem geometrias e capacidade de resistência que permitissem a sua aplicação em sistemas reais de reforço de estruturas. Todos os modelos de ensaio foram concebidos de forma a utilizarem sempre que possível, recursos e materiais existentes nos laboratórios do Departamento de Engenharia Civil, e foram concebidos de modo que o mecanismo de ensaio fosse desmontável e reutilizável.

## **3.3 Caracterização dos Materiais**

### **3.3.1 Varões de Aço roscado**

Para a realização do modelo de ensaio de simulação de um pilar a capacidade resistente dos dissipadores não podia ser superior à força de cedência dos varões de aço, pelo que, realizaram-se ensaios de tracção com o propósito de saber a força de cedência dos varões de aço roscado utilizados. Cada um foi instrumentado com dois extensómetros posicionados longitudinalmente na mesma secção em posições diametralmente opostas.

---

A força média de cedência obtida nos ensaios foi de 120 kN, a que corresponde uma tensão média de cedência de 596,8 MPa nos varões de 16 mm de diâmetro.

### **3.3.2 Resinas**

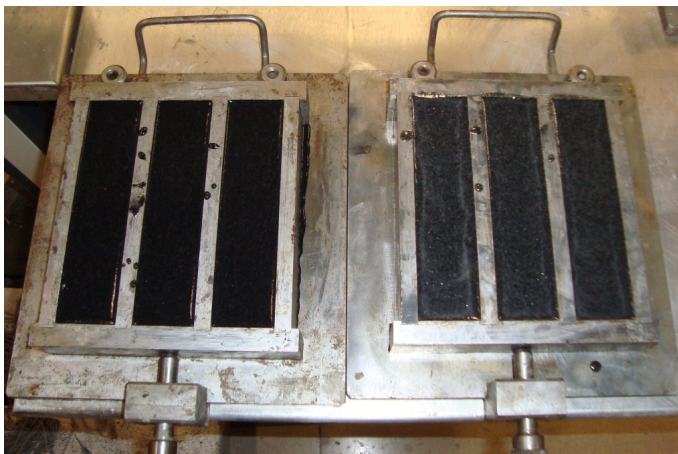
Na concepção dos dissipadores de energia DIVR e DIV foram utilizadas dois tipos diferentes de resinas Epoxy, a Icosit KC 220/60 e a MC-DUR 1390 VK. A Icosit KC 220/60 tem uma tensão resistente à compressão de 90 MPa, e foi utilizada no estudo realizado por Reguengo e Rodrigues (Reguengo e Rodrigues 2008) e na concepção dos dissipadores DIV. A resina MC-DUR 1390 VK tem uma tensão resistente à compressão de 35 MPa e foi utilizada nos dissipadores DIVR com armadura helicoidal.

### **3.3.3 Caracterização dos Compósitos de Resina e Agregados Leves**

A resina escolhida para a concepção dos dispositivos de compressão testados no modelo de ensaio de simulação de um pilar foi Icosit KC 220/60. A partir desta resina foram escolhidas quatro composições, com diferentes tensões de cedência. As combinações realizadas foram:

- IC85A – 85% de resina Icosit KC 220/60 e 15% de agregados de cortiça em peso
- IC95A – 95% de resina Icosit KC 220/60 e 5% de agregados de cortiça em peso
- IC85DC – 85% de resina Icosit KC 220/60 e 15% de agregados de borracha em peso
- IC85DC – 95% de resina Icosit KC 220/60 e 5% de agregados de borracha em peso

Na execução dos provetes de compósitos de resina e agregados leves foram utilizados moldes metálicos que permitem executar prismas de 40 x 40 x 160 mm, Figura 3.1. Depois de solidificarem os provetes foram cortados de acordo com as dimensões pretendidas.

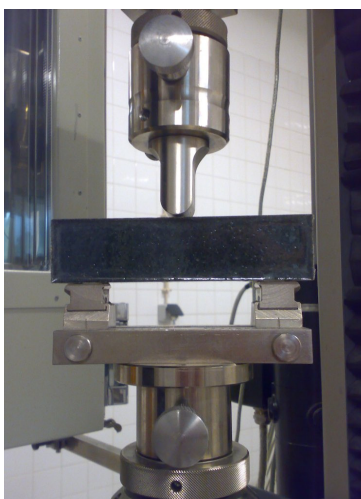


**Figura 3.1-** Execução dos provetes de resina nos moldes metálicos

Na caracterização dos diferentes compósitos foram realizados ensaios de tracção por flexão e de compressão.

### 3.3.3.1 Ensaios de Tracção por Flexão

Os provetes ensaiados tinham uma geometria de 160 x 40 x 40 mm, e foram ensaiados na máquina de tracção universal Zwick, com uma carga máxima de 50 kN, Figura 3.2.



**Figura 3.2-** Ensaio à flexão de um provete de resina IC95DC

Na Figura 3.3 pode-se ver o provete de resina IC85DC após a rotura por flexão. Contudo, durante a execução do mesmo ocorreu um problema na leitura dos dados obtidos. Os resultados apresentavam problemas na medição dos dados de força transmitidos pela máquina de testes, por isso, e como os dados da tensão de tracção não são importantes para o modelo

de ensaio de simulação de um pilar com dissipadores DIV, optou-se por não repetir estes ensaios.



**Figura 3.3-** Provete de resina IC85DC após a rotura por flexão

### 3.3.3.2 Ensaio de Compressão

Foram realizados ensaios à compressão monotónica e cíclica. Os provetes ensaiados tinham uma geometria dependente da tensão de cedência teórica de cada tipo de resina para garantir uma força de cedência ligeiramente inferior à força de cedência do varão de aço. As dimensões aproximadas e os provetes resultantes foram os seguintes:

- IC85A – 60 x 40 x 40 mm – 2 provetes
- IC95A – 40 x 40 x 40 mm – 4 provetes
- IC85DC – 50 x 50 x 40 mm – 4 provetes
- IC95DC – 40 x 40 x 40 mm – 4 provetes

Atendendo a que, no dissipador concebido para o ensaio de simulação do pilar, os provetes têm de ter um furo de 20 mm de diâmetro, foram ensaiados provetes à compressão com e sem furo, para se caracterizar a influência do furo no comportamento do material.

Os ensaios foram realizados numa prensa com uma capacidade de carga máxima de 3000 kN, Figura 3.4. Os ensaios de compressão monotónica foram realizados através do controlo de deslocamentos a uma velocidade de ensaio de 20  $\mu\text{m/s}$  e os de compressão cíclica a uma velocidade de 10  $\mu\text{m/s}$ .





**Figura 3.4-** Prensa de ensaios de compressão

### **i) Ensaios de Compressão Monotónica**

Na realização destes ensaios optou-se por um de dois critérios de paragem, a rotura do provete ou uma extensão máxima de 30% no mesmo. O número de provetes ensaiados foi o seguinte:

- IC85A – dois provetes, um com furo e outro sem furo
- IC95A – três provetes, um com furo e dois sem furo
- IC85DC – três provetes, dois com furo e um sem furo
- IC95DC – três provetes, dois com furo e um sem furo

Na Figura 3.5 apresentam-se os diagramas tensão deformação de todos os provetes ensaiados e, na Tabela 3.2, os valores da tensão de cedência, extensão na cedência e módulo de elasticidade.

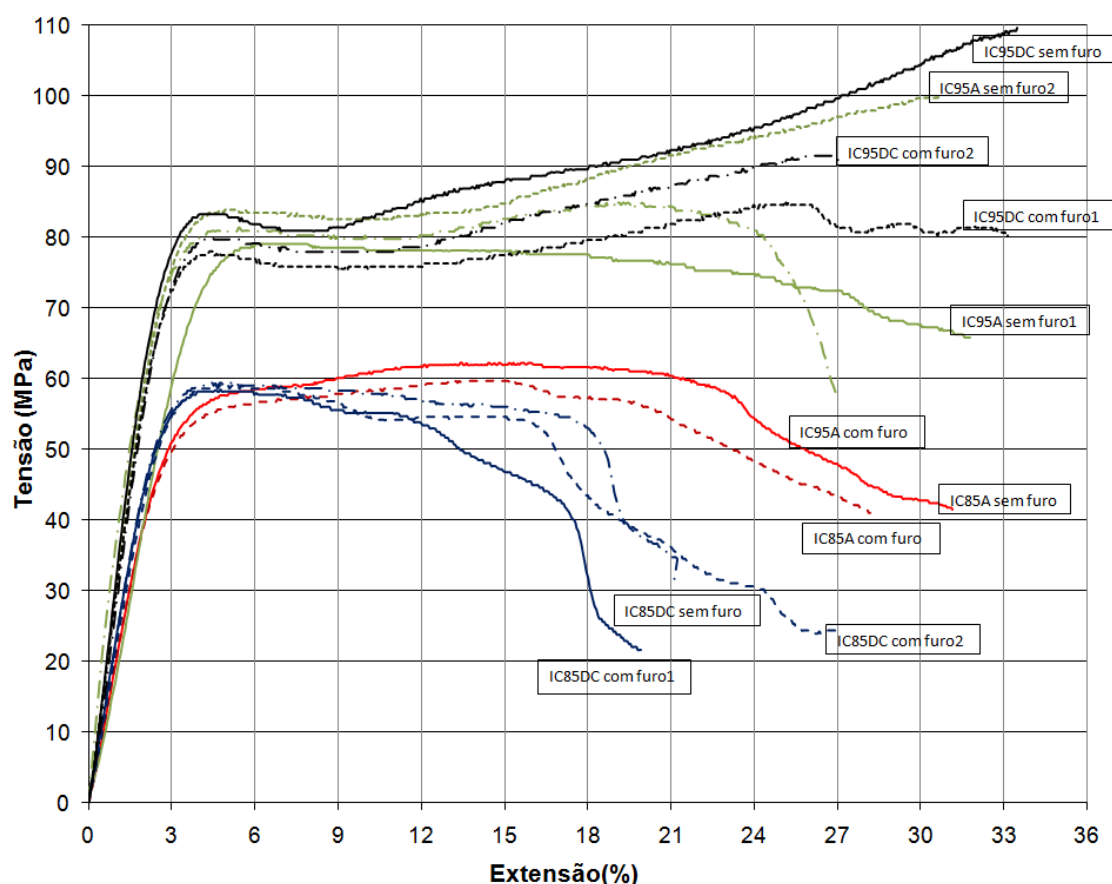


Figura 3.5- Diagramas tensão-deformação de todos os provetes ensaiados à compressão monotónica

Proвете	$\sigma_{ced}$ (MPa)	$\epsilon_{ced}$ (%)	E (GPa)
IC85A sem furo	58,0	5,01	2,20
IC85A com furo	54,0	3,89	2,22
IC95A sem furo 1	78,1	5,26	1,99
IC95A sem furo 2	86,1	4,17	3,18
IC95A com furo	80,4	4,04	4,05
IC85DC sem furo	58,6	3,73	2,43
IC85DC com furo 1	57,0	3,40	2,45
IC85DC com furo 2	57,0	3,40	2,31
IC95DC sem furo	83,2	3,96	3,33
IC95DC com furo 1	76,9	3,70	3,00
IC95DC com furo 2	79,1	3,81	3,01

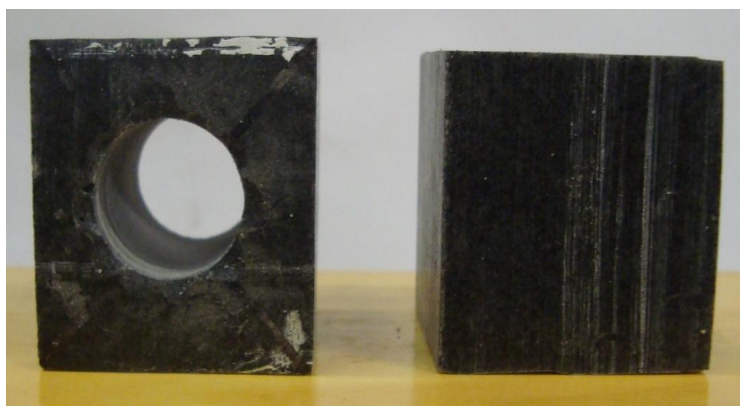
Tabela 3.2- Valores dos ensaios de compressão monotónicos

Analisando os diagramas tensão-deformação (Figura 3.5) verifica-se que os provetes sem furo têm um patamar de cedência mais longo que os furados. Além disso, constata-se que o furo não influencia as tensões de cedência que são muito semelhantes para o mesmo tipo de

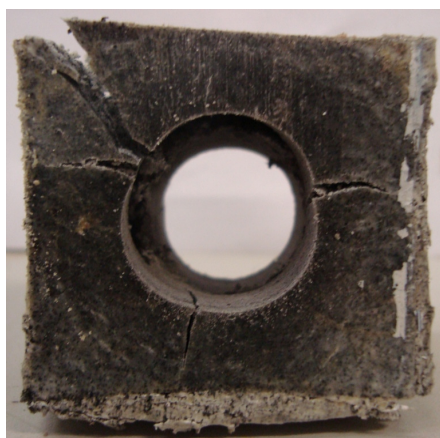
compósito. Como seria de esperar os provetes com menos quantidade de agregados têm uma tensão de cedência superior.

No caso do compósito IC95A, foram ensaiados dois provetes sem furo dado que no primeiro ensaio o andamento do diagrama tensão-deformação para extensões elevadas não teve o comportamento típico de resinas com apenas 5% de agregados. No sentido de verificar se existia algum tipo de problema relacionado com a composição deste tipo de compósito, decidiu-se ensaiar outro provete sem furo. Nos ensaios seguintes os provetes tiveram o desempenho esperado, pelo que decidiu-se continuar a estudar esta composição.

Nas Figura 3.6 e Figura 3.7 podem observar-se os provetes IC95DC com furo1 e sem furo antes do ensaio de compressão.



**Figura 3.6-** Provetes IC95DC com furo1 e IC95DC sem furo antes do ensaio de compressão



**Figura 3.7-** Provete IC95DC com furo 1 depois do ensaio de compressão monotónico

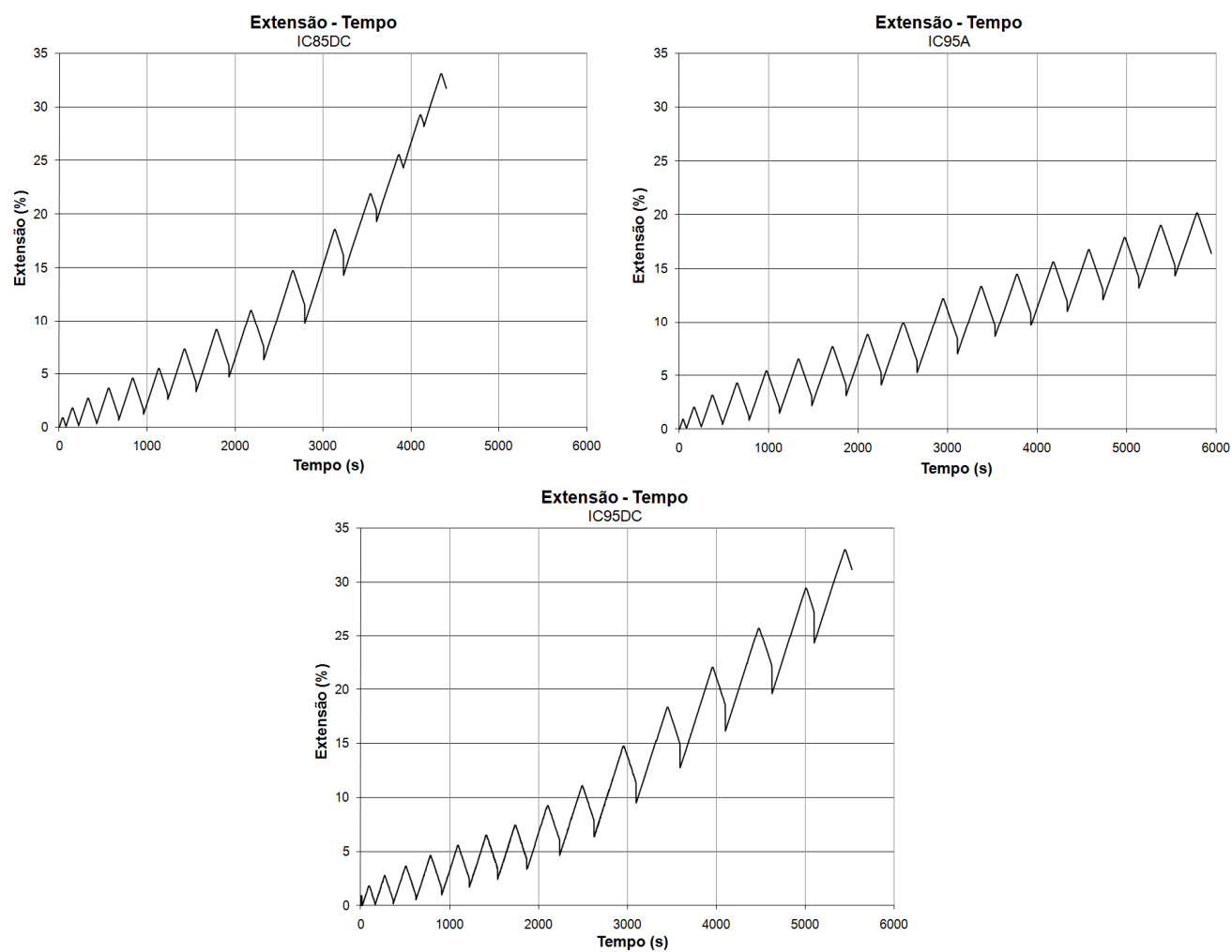
Como o provete de IC95A com furo obteve um módulo de elasticidade muito elevado, adoptou-se nos cálculos o módulo de elasticidade médio dos três provetes ensaiados.

Proвете	$\sigma_{ced}$ (MPa)	$\epsilon_{ced}$ (%)	E (GPa)
IC85A	54,0	2,43	2,22
IC95A	80,4	2,62	3,07
IC85DC	57,0	2,38	2,40
IC95DC	78,0	2,60	3,01

**Tabela 3.3-** Valores médios dos provetes a serem ensaiados no modelo de simulação de um pilar

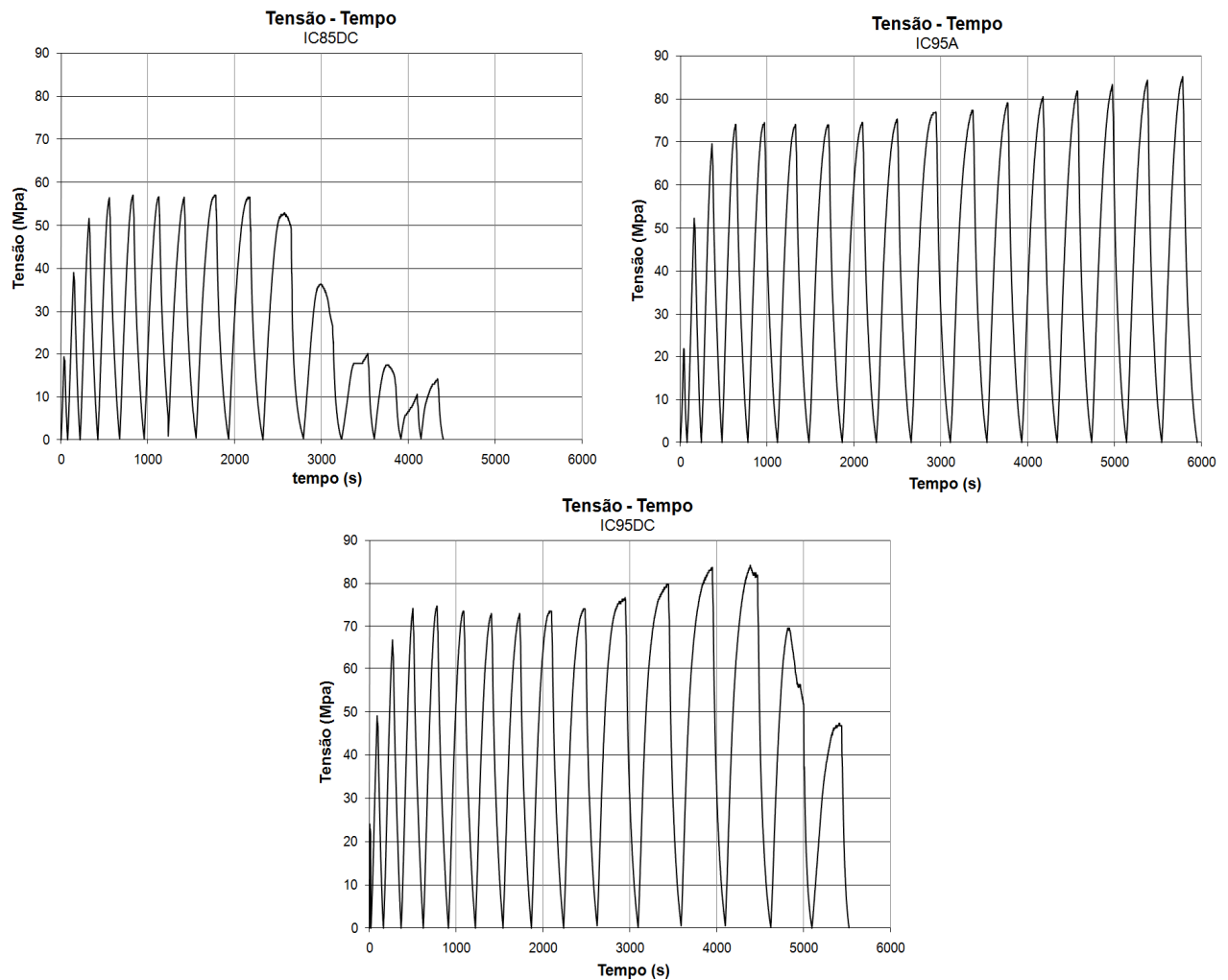
## ii) Ensaaios de Compressão Cíclica

Os ensaios de compressão cíclica foram executados tendo por base o mesmo procedimento proposto por Chastre Rodrigues (Rodrigues e Silva 2007). Assim, na realização dos ensaios, optou-se por determinar um valor médio do deslocamento de cedência ( $\Delta_{ced}$ ) dos provetes de resina do mesmo tipo, para cargas monotónicas, e aplicar ciclos de carga e descarga em função desse deslocamento. O primeiro ciclo realiza-se a  $0,25 \Delta_{ced}$  seguido de outros a 0,5; 0,75; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2; 2,5; 3 até  $n \Delta_{ced}$ , o ensaio termina quando a extensão atingir 30% ou os provetes entrarem em rotura. Foram ensaiados à compressão cíclica três provetes, um IC95A, um IC85DC e um IC95DC. Na Figura 3.8 pode-se ver as histórias de extensões aplicadas aos provetes de resina.



**Figura 3.8-** História de extensões aplicada aos provetes

A história de tensões aplicadas aos provetes ensaiados encontra-se representada na Figura 3.9.



**Figura 3.9-** História de tensões aplicada aos provetes

Como se pode observar pelas figuras 3.9 e 3.10 o provete IC85DC entrou em rotura ao fim do décimo ciclo, tendo a sua capacidade de carga diminuído bastante nos ciclos seguintes. A explicação para este facto poderá estar relacionada com o furo não estar centrado ou com o facto de esta composição ter menor capacidade resistente.

Na Figura 3.10 apresentam-se os diagramas tensão-deformação dos ensaios cíclicos realizados. Constata-se que todos os provetes tiveram um desempenho muito semelhante e que as envolventes cíclicas dos diagramas têm um comportamento bastante idêntico às dos ensaios monotónicos.

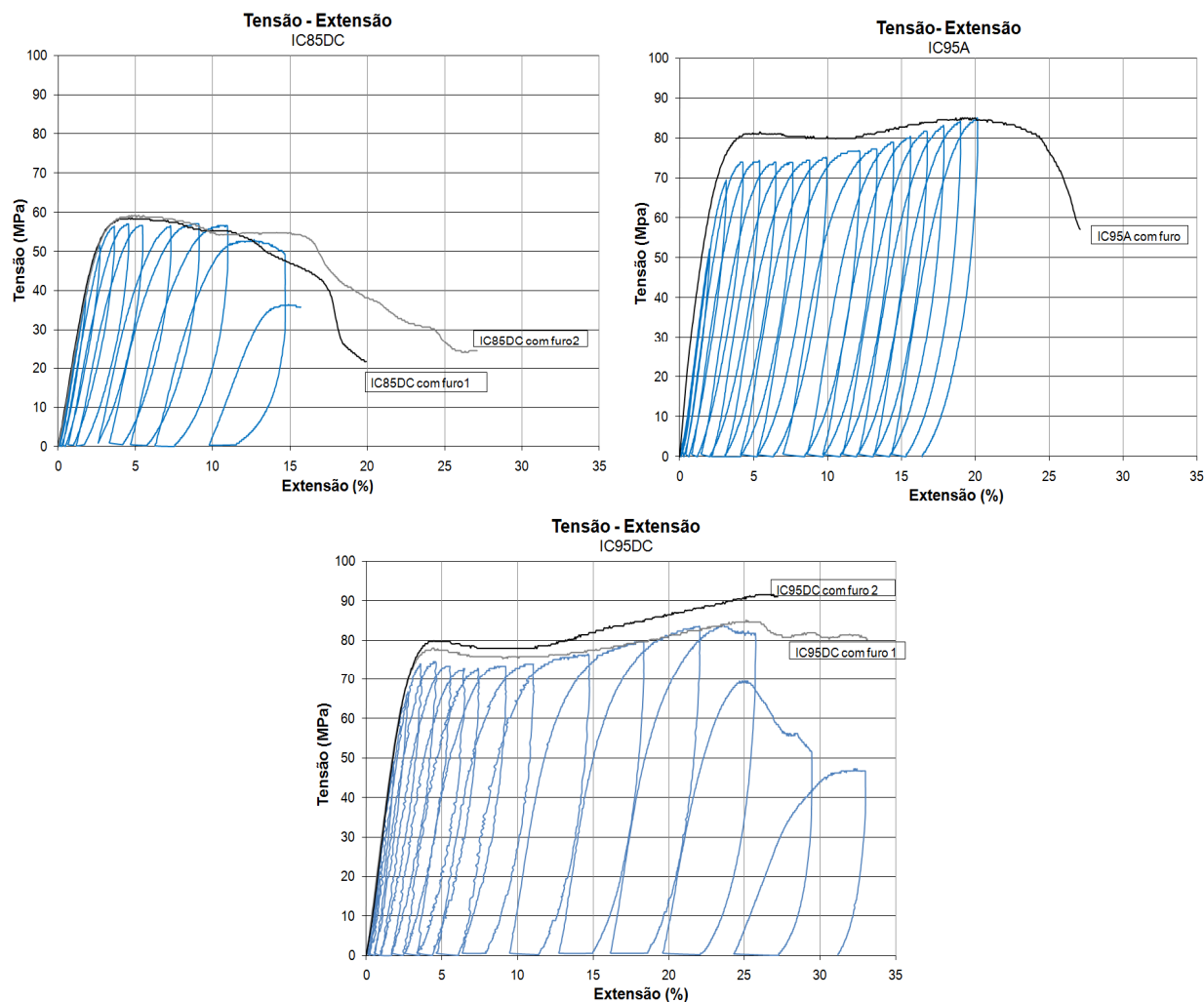


Figura 3.10- Diagramas tensão deformação resultante dos ensaios cíclicos dos provetes

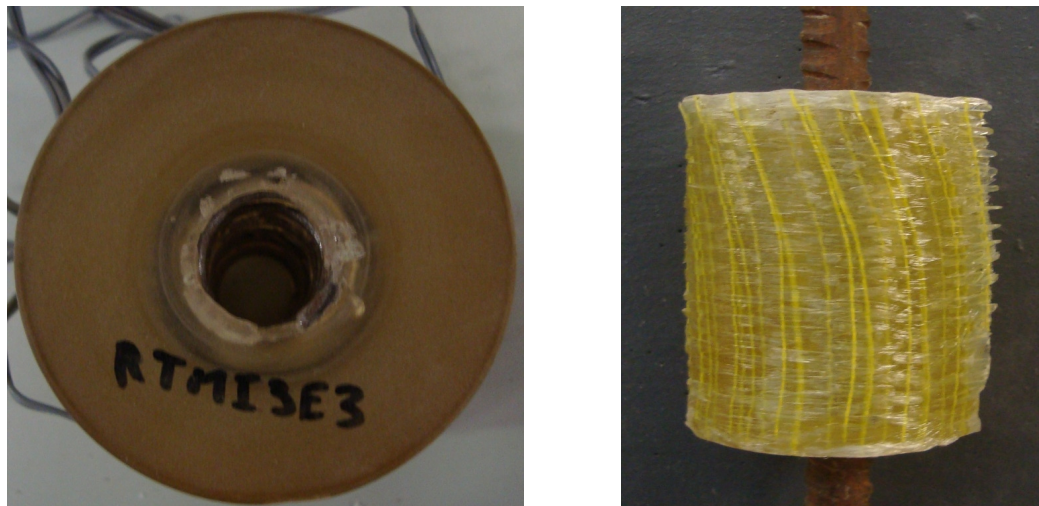
### 3.4 Dissipador Roscado para Instalação em Varões de Betão Armado (DIVR)

Os dissipadores DIVR, foram concebidos para serem instalados em varões roscados de betão armado. Foram testadas diversas soluções: dispositivos só com resina; dispositivos em resina com armadura helicoidal de 3mm junto à rosca; dispositivos com resina no interior e encamisados com aço, fibra de vidro ou fibra de carbono.

Os dispositivos foram pré-dimensionados para resistirem a uma força de compressão próxima da cedência do varão roscado (120 kN). Assumindo que o varão funcionaria em regime elástico e a dissipação de energia ocorria no dissipador DIVR.

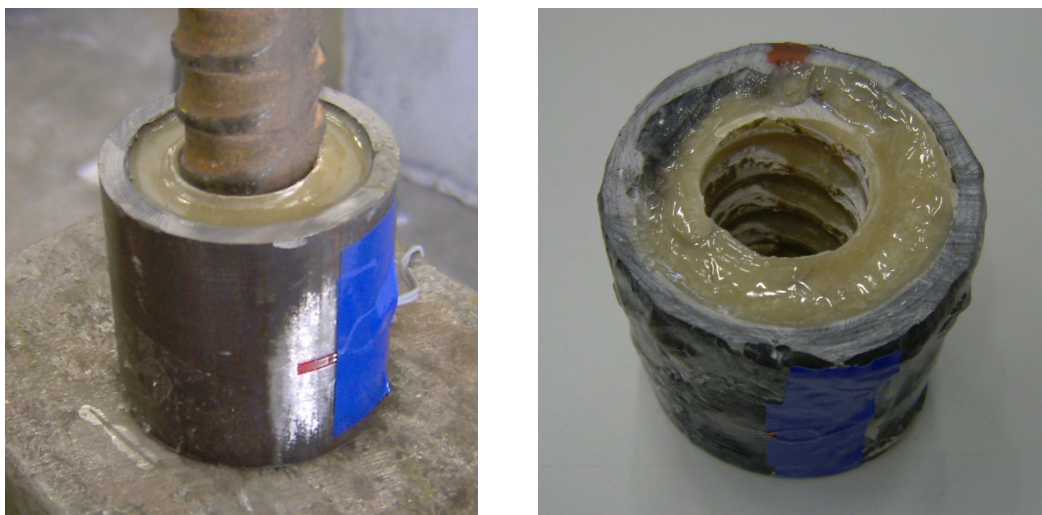


A opção de reforçar o DIVR com um varão de aço em forma helicoidal surgiu porque nos ensaios prévios a rotura ocorreu pela zona envolvente à rosca (Reguengo e Rodrigues 2008).



**Figura 3.11-** DIVR com armadura helicoidal junto à rosca e com encamisamento exterior com fibra de vidro

Previamente à realização destes ensaios, foram realizados no Departamento de Engenharia Civil (Reguengo and Rodrigues 2008) três ensaios semelhantes. Foram ensaiados três tipos de dispositivos, um apenas com resina, um de resina com encamisamento exterior de aço, e outro com encamisamento exterior de fibras de carbono, Figura 3.12.



**Figura 3.12-** DIVR encamisado exteriormente com aço ou com fibras de carbono



#### 3.4.1 Concepção do Modelo dos dissipadores de energia DIVR

Os dissipadores DIVR com armadura helicoidal junto à rosca foram efectuados utilizando como moldes tubos de pvc com um diâmetro exterior de 75 mm e o diâmetro interno de 68 mm. A altura dos dissipador variou entre os 85 mm e os 87 mm. A principal dificuldade da execução dos mesmos foi a realização da rosca interior, tendo-se produzido para o efeito um negativo de resina através de uma porca metálica, Figura 3.13. A armadura foi realizada enrolando um varão de aço de 3 mm diâmetro à volta do varão de ensaio, para se obter a configuração da rosca fêmea, Figura 3.13. Após a cura da resina, os dissipadores foram rectificados nas duas extremidades para que durante o ensaio as tensões se distribuíssem uniformemente nos topos do DIVR.

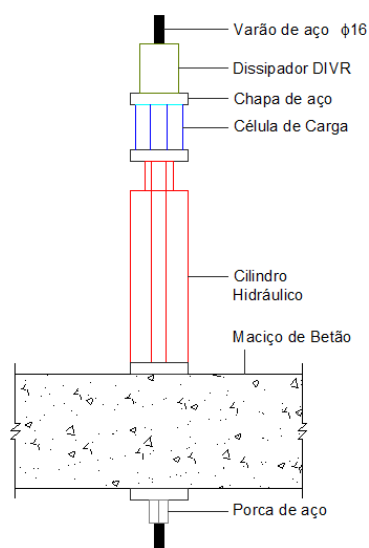


**Figura 3.13-** Negativo de resina para a execução da rosca e armadura helicoidal para aplicação no DIVR

#### 3.4.2 – Mecanismo de ensaio dos dissipadores de energia DIVR

O mecanismo de ensaio dos dissipadores DIVR foi concebido de modo a aplicar uma carga monotónica no dispositivo.

O mecanismo é constituído por um dissipador DIVR que está enroscado num varão de aço, o varão é tracionado juntamente com o dispositivo através de um cilindro hidráulico. Na Figura 3.14, encontra-se um esquema do mecanismo de ensaio realizado.



**Figura 3.14-** Modelo do mecanismo de ensaio do dissipador de resina

Na Figura 3.15 apresenta-se um dispositivo DIVR instrumentado e pronto para ser ensaiado.



**Figura 3.15-** Dispositivo DIVR pronto para ser ensaiado

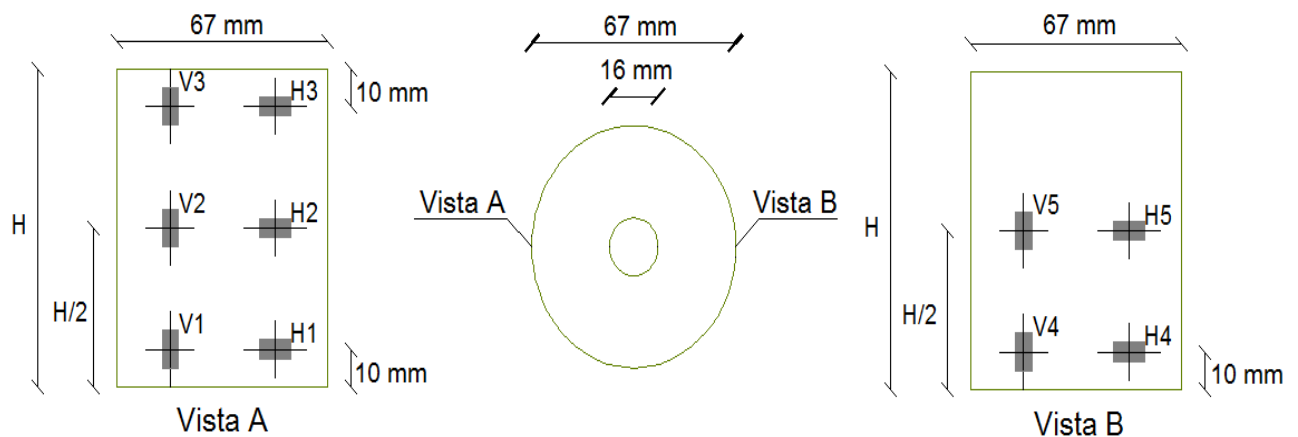
### 3.4.3– Instrumentação e equipamento de ensaio e de aquisição de dados

Para a realização do ensaio foi utilizado um cilindro hidráulico ENERPAC RCH206, com uma capacidade de carga de 200 kN.

A aquisição de dados foi efectuada através de um Datalogger Centipede 100 (UPM100) da HBM com capacidade para 60 canais, e o software usado foi o Catman 4.0 da HBM.

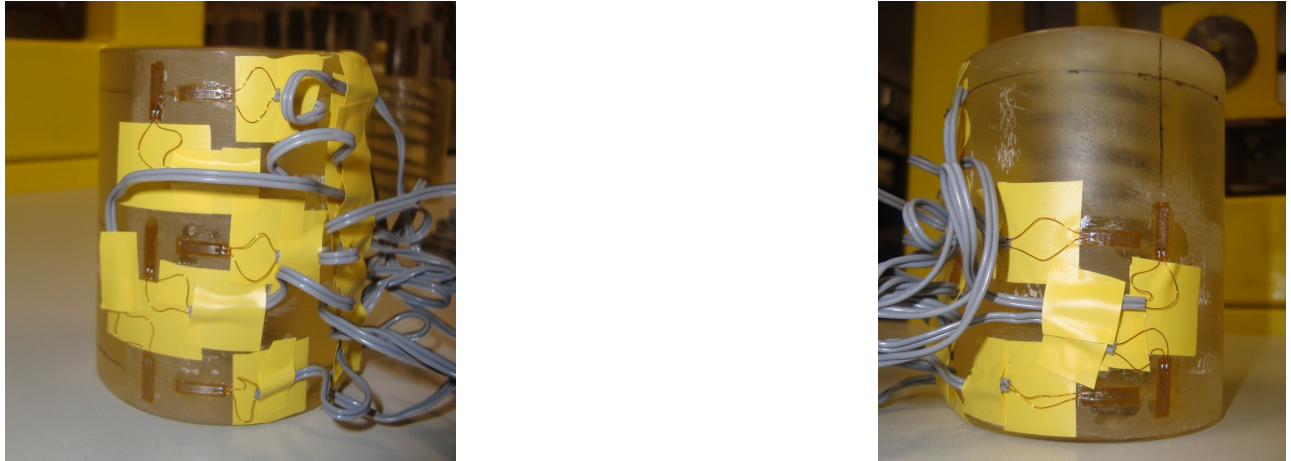
Durante estes ensaios utilizaram-se dois tipos diferentes de extensómetros, um para os dispositivos DIVR e outro para o varão de aço. Os extensómetros aplicados aos dispositivos DIVR eram da Tokyo Sokki Kenkyujo, do tipo BFLA-5-8-5L, com um Gauge Factor de 2,09 e uma resistência de 121  $\Omega$ .

Os extensómetros foram colocados longitudinalmente em duas faces opostas dos dissipadores de modo a obter-se valores médios de extensão longitudinal e transversal, Figura 3.16. Para melhor compreender a distribuição das extensões ao longo do dispositivo, no primeiro ensaio foram colocados dez extensómetros com a configuração representada na Figura 3.16.



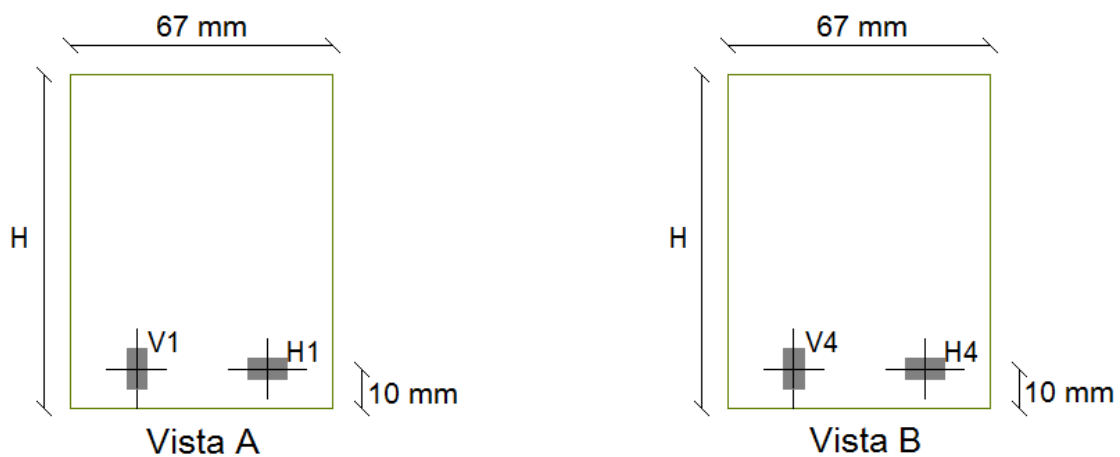
**Figura 3.16-** Vista laterais e planta do dispositivo com a posição e direcção dos extensómetros

Na figura 3.17 apresenta-se o dispositivo DIVR só com armadura helicoidal junto à rosca instrumentado de acordo com a configuração de extensómetros apresentada anteriormente.



**Figura 3.17-** Vista A e vista B do dispositivo DIVR com armadura helicoidal no interior

Após o primeiro ensaio concluiu-se que era suficiente utilizar quatro extensómetros com o posicionamento indicado pela Figura 3.18. Isto porque aquela zona corresponde à zona com maiores extensões ao longo do ensaio e na qual se dá o início da rotura.



**Figura 3.18-** Vista lateral dos restantes dispositivos DIVR

Para a realização deste ensaio utilizaram-se igualmente quatro transdutores de deslocamento vertical, do tipo TML-CDP 50, colocados em redor do modelo, Figura 3.15, com o propósito de medir o deslocamento total do sistema de ensaio e uma célula de carga de 200 kN, colocada entre o topo do macaco hidráulico e o dispositivo, Figura 3.19.

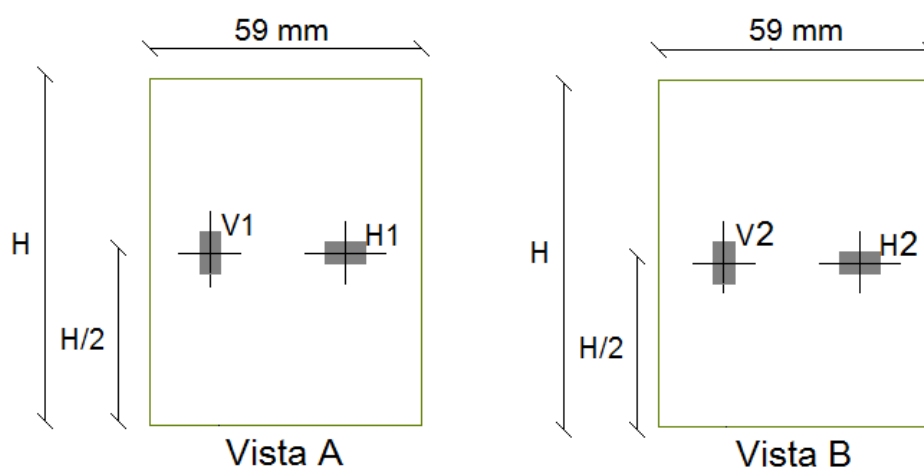
Atendendo a que os dados recolhidos pela célula de carga e pelos transdutores de deslocamento não serem suficientes, optou-se pela colocação de extensómetros no varão de aço. Os extensómetros aplicados aos varões de aço eram da Tokyo Sokki Kenkyujo, do tipo FLA-5-11-5L, com um Gauge Factor de 2,11 e uma resistência de 120  $\Omega$ .

Os extensómetros foram colocados paralela e longitudinalmente em duas faces opostas do varão de aço, de modo a obter a extensão longitudinal média no varão.



**Figura 3.19-** Célula de carga utilizada durante o ensaio

Nos dispositivos de referência constituídos apenas por resina foram colocados quatro extensómetros a meia altura do dispositivo. Dois extensómetros em cada face, um orientado verticalmente e outro horizontalmente, Figura 3.20.



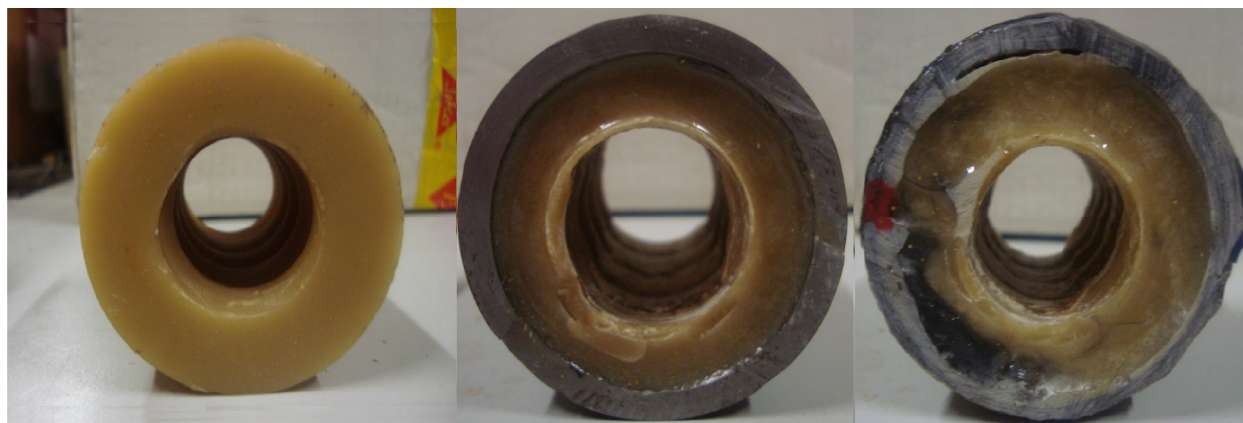
**Figura 3.20-** Vista lateral do DIVR simples ensaiado por Romeu

Os dispositivos encamisados com aço ou CRF foram instrumentados apenas com dois extensómetros, um em cada face, colocados horizontalmente a meia altura do dispositivo.

#### 3.4.4 Ensaios do dissipador de energia DIVR

Os primeiros resultados a serem apresentados são os do dissipador DIVR simples e confinados com aço ou com CRF, realizados previamente por Reguengo e Chastre (Reguengo e Rodrigues 2008) e que se optou por apresentar neste trabalho por uma questão de melhor compreensão do trabalho desenvolvido. Neste estudo foram realizados três ensaios, um dispositivo apenas de resina, um dispositivo de resina encamisado com aço e um dispositivo encamisado com fibras de carbono. Estes ensaios serviram como base para a avaliação da capacidade resistente dos dissipadores. Na Figura 3.21, pode-se observar os vários dissipadores de energia ensaiados neste trabalho (Reguengo e Rodrigues 2008), DIVR apenas de resina, DIVR confinado com aço e DIVR confinado com CRFP.

O dispositivo era constituído por um núcleo de resina Icosit KC 220/60, com 59 mm de diâmetro externo e uma abertura interior roscada com 26 mm de diâmetro que enrosca num varão de aço com um diâmetro aproximado de 25 mm.

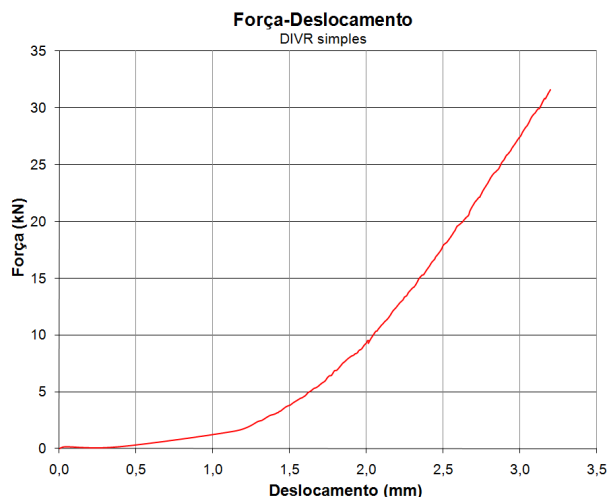


**Figura 3.21-** Dissipadores DIVR simples, DIVR confinado com aço e DIVR confinado com CRFP

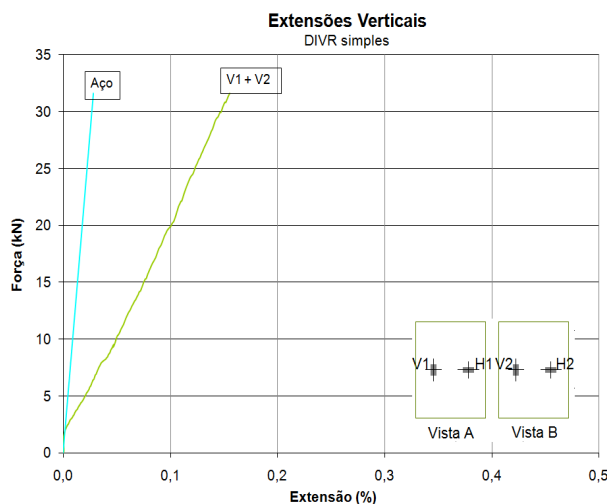
Posteriormente, mostram-se os resultados dos dissipadores reforçados com armadura helicoidal junto à rosca e os reforçados com armadura helicoidal e encamisamento exterior com fibras de vidro, Figura 3.11.

- **Dissipador de energia DIVR simples**

O dissipador DIVR simples foi o primeiro a ser ensaiado, a rotura deu-se pela rosca partindo o dissipador ao meio, Figura 3.28. Ao analisar o dispositivo depois da rotura, observa-se que a rotura aparenta começar inicialmente na base alastrando-se depois pelo resto do dissipador. Nas Figura 3.22 e Figura 3.23 apresentam-se os diagramas obtidos para a força - deslocamento e força - deformação respectivamente.



**Figura 3.22-** Diagrama força-deslocamento no dissipador DIVR simples



**Figura 3.23-** Diagrama força-deformação no dissipador DIVR simples

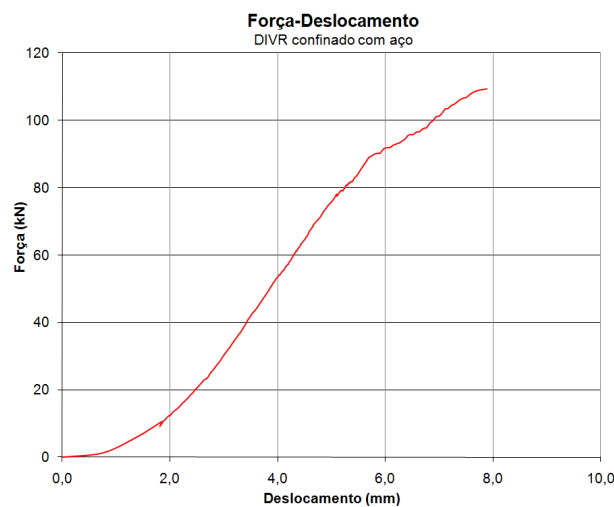
Como se pode constatar pelas figuras anteriores, a capacidade resistente deste dissipador foi aproximadamente 32 kN. A rotura ocorreu de uma forma frágil, não existindo qualquer patamar de cedência. Constata-se, igualmente, que durante o ensaio o aço permaneceu sempre em regime elástico.



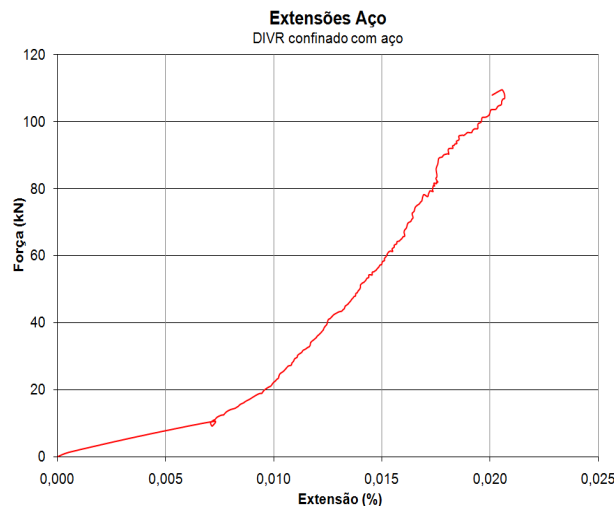
- **Dissipador de energia DIVR confinado com aço**

A utilização de um confinamento exterior em aço permitiu um incremento significativo da capacidade resistente do dispositivo DIVR, como se pode observar na Figura 3.24. A rotura deu-se pela superfície da rosca, ocorrendo o deslizamento do varão pelo interior do dispositivo, Figura 3.28.

Na Figura 3.25 apresenta-se o diagrama força – extensão no aço de confinamento.



**Figura 3.24-** Diagrama força-deslocamento do dispositivo DIVR confinado com aço



**Figura 3.25-** Diagrama força-deformação no aço de encamisamento do DIVR confinado com aço

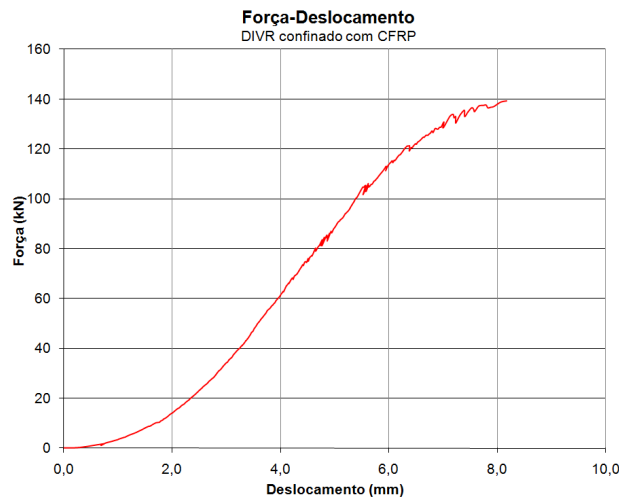
O incremento da capacidade resistente obtida foi de aproximadamente 2,5 vezes em relação ao dissipador DIVR simples. No entanto, apesar deste incremento da capacidade resistente, a rotura continua a ocorrer de modo frágil, não existindo qualquer patamar de cedência.



- **Dissipador de energia DIVR confinado com CFRP**

Tendo por objectivo aumentar a capacidade resistente e de dissipação de energia do dispositivo DIVR, ensaiou-se um dispositivo com confinamento externo com CFRP. À semelhança do dispositivo DIVR confinado com aço a rotura deu-se apenas pela superfície da rosca, ocorrendo o deslizamento do varão pelo interior do dispositivo, Figura 3.28.

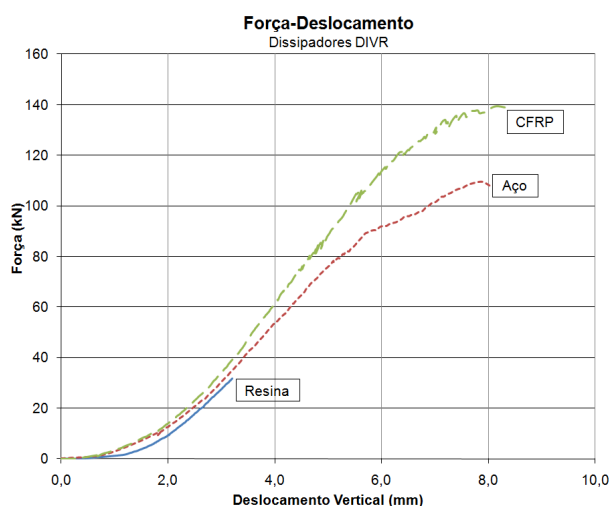
Na Figura 3.26 apresenta-se o diagrama força – deslocamento obtido no ensaio.



**Figura 3.26-** Diagrama força-deslocamento no dispositivo DIVR confinado com CFRP

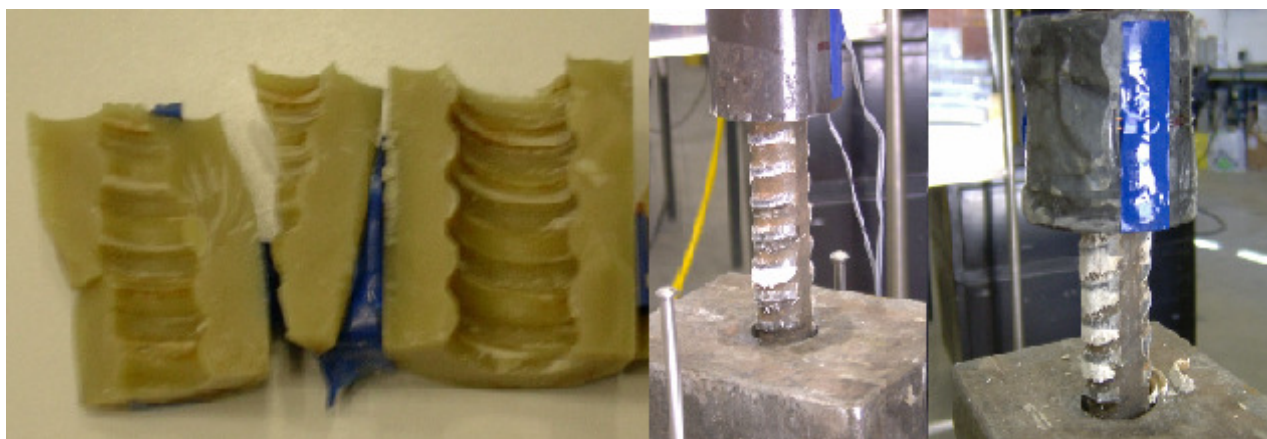
Apesar de terem sido utilizados extensómetros nas fibras de carbono, os seus resultados não se encontram disponíveis. Todavia, pela análise do diagrama anterior percebe-se que para além da capacidade resistente do dispositivo ter sido superior aos dois ensaios anteriores, começou-se a formar um ligeiro patamar de cedência. Patamar que não é suficientemente longo para que se possa tirar partido da dissipação de energia.

Na Figura 3.27 observa-se que após o confinamento do dissipador DIVR a sua capacidade resistente aumentou e começou-se a formar um patamar de cedência antes da rotura do dispositivo. O dissipador DIVR confinado com CFRP tem uma capacidade resistente superior ao DIVR confinado com aço, mas o deslocamento sofrido pelo DIVR continua é semelhante nos dois casos.



**Figura 3.27** - Diagrama força - deslocamento dos três dissipadores ensaiados

Na Figura 3.28, pode-se observar os modos de rotura dos dissipadores DIVR simples, DIVR confinado com aço e DIVR confinado com CFRP.

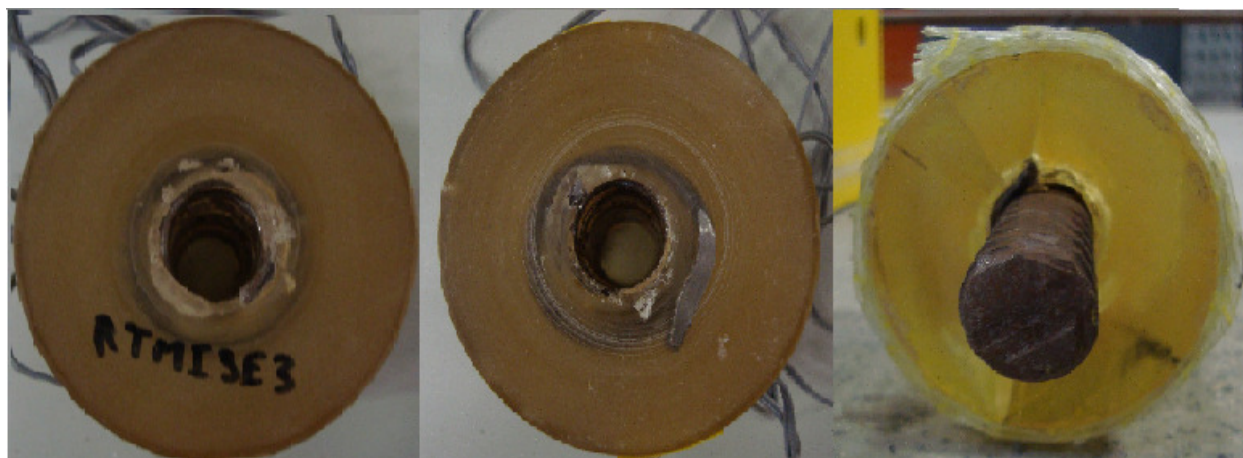


**Figura 3.28** - Rotura dos dissipadores DIVR simples, DIVR confinado com aço, DIVR confinado com CFRP

- **Dissipadores de energia DIVR com armadura helicoidal interior**

Considerando que nos dispositivos anteriores não se estava a alcançar o objectivo pretendido optou-se por experimentar outras soluções. Neste sentido, foram realizados três ensaios. No primeiro utilizou-se um dissipador de resina com uma armadura helicoidal junto à rosca e um descofrante plástico. No segundo utilizou-se um dissipador de resina com uma armadura helicoidal junto à rosca e um descofrante à base de óleo. No terceiro ensaio utilizou-se um dissipador com armadura junto à rosca e encamisado exteriormente por fibra de vidro (GFRP), neste último utilizou-se o descofrante plástico. Na Figura 3.29, pode-se observar os vários dissipadores de energia ensaiados, DIVR com armadura helicoidal (descofrante plástico), DIVR

com armadura helicoidal (descofrante oleoso) e DIVR com armadura helicoidal e confinado com GFRP.



**Figura 3.29** - Dissipadores DIVR com armadura (descofrante plástico), DIVR com armadura (descofrante oleoso) e DIVR confinado com GFRP

#### **iv.1) Dissipador de energia DIVR com armadura helicoidal (descofrante plástico)**

Este dissipador foi instrumentado com dez extensómetros, cinco na vertical e cinco na horizontal (Figura 3.16) de modo a melhor compreender a distribuição de extensões. A rotura do DIVR ocorreu primeiro junto à base do dispositivo, na zona da rosca. A Figura 3.30 mostra o dissipador após a rotura.



**Figura 3.30**- Dissipador DIVR com armadura helicoidal após a rotura

As Figura 3.31 mostram a variação de extensão nos diferentes extensómetros com o aumento da força aplicada durante o ensaio. Como se pode observar existe uma grande dispersão de resultados entre os extensómetros verticais V2 e V5 e entre os extensómetros horizontais H1 e

H4. Apesar de à partida ser expectável que as extensões fossem idênticas nos extensómetros colocados ao mesmo nível. Esta dispersão de resultados pode estar relacionada com o facto da rosca do varão ser inclinada e desta forma as tensões não serem transmitidas uniformemente ao dispositivo DIVR.

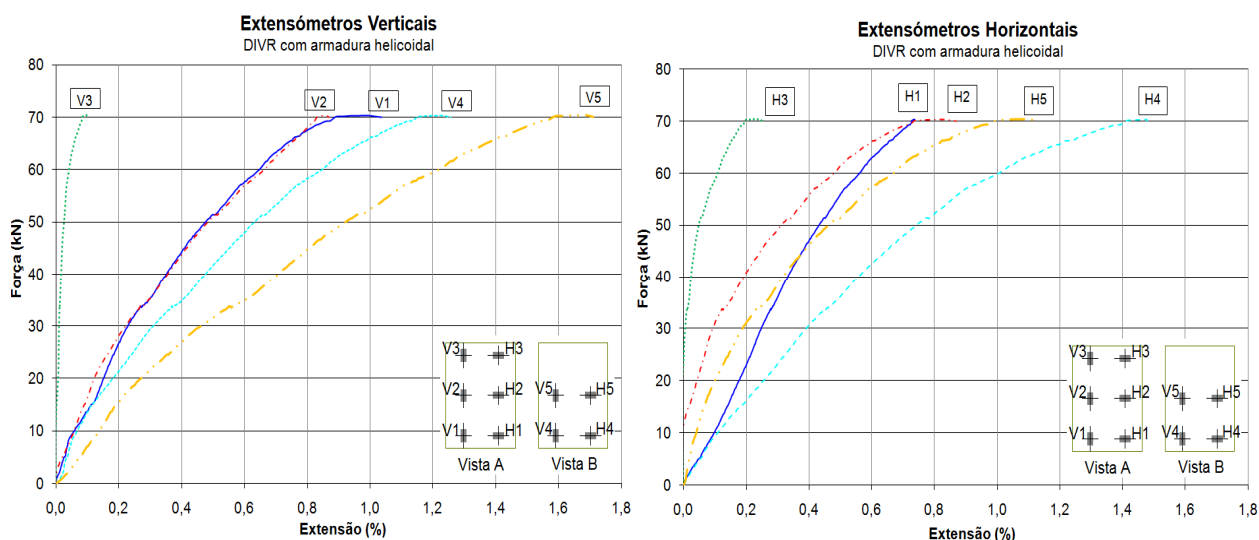


Figura 3.31- Variação da extensão vertical e horizontal com o aumento da força aplicada

Apesar disso, optou-se por calcular a média das extensões para cada altura, agrupando os extensómetros que se encontravam na mesma posição vertical e horizontal, Figura 3.32.

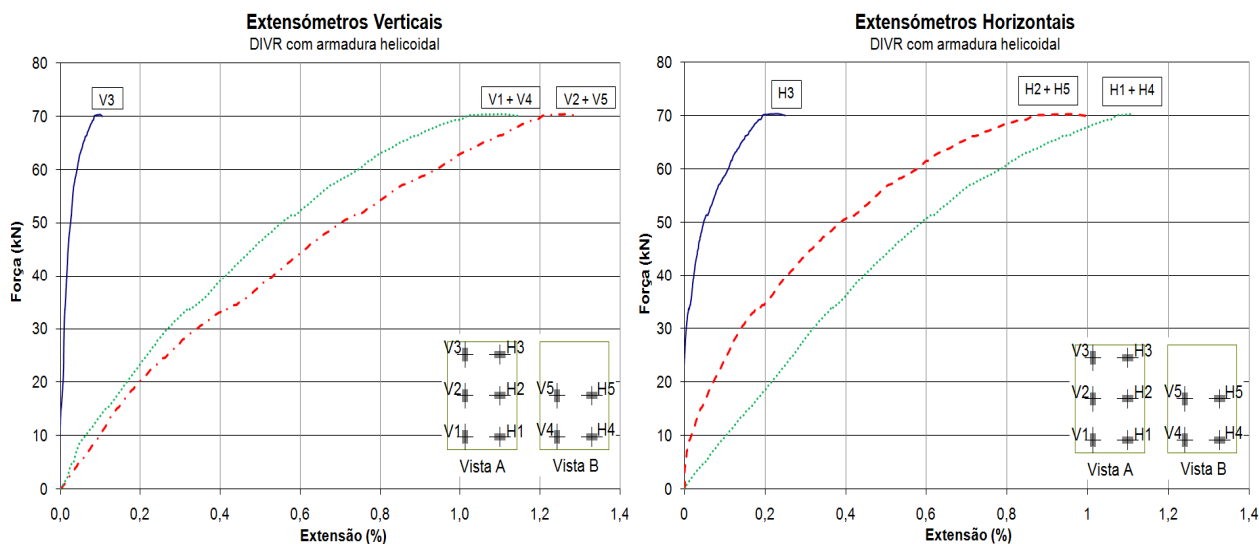
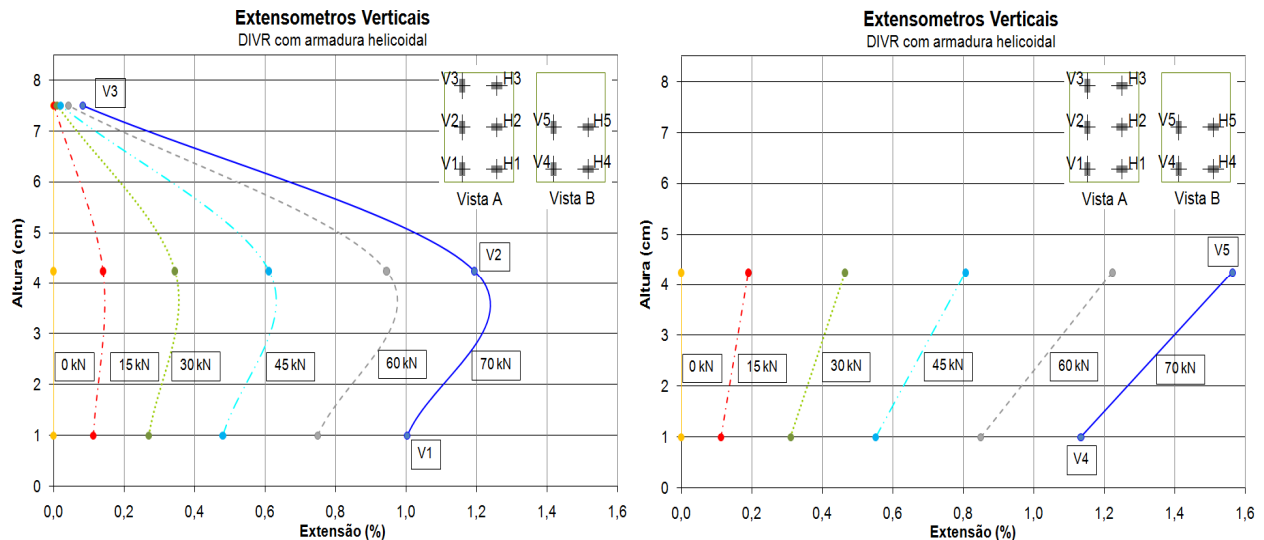
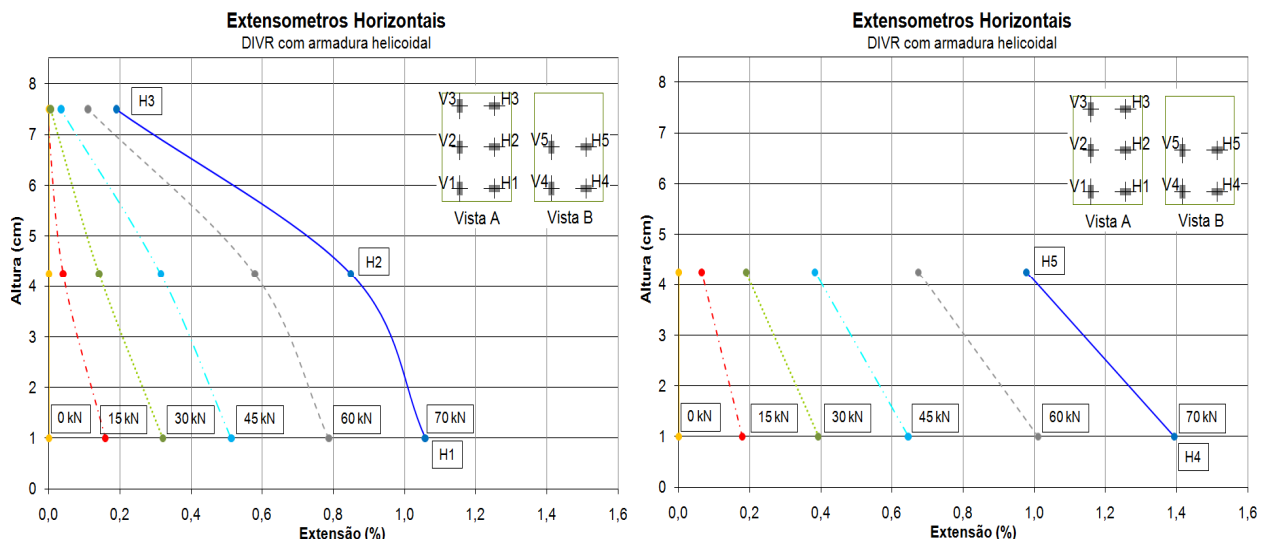


Figura 3.32- Média das extensões verticais e horizontais no dissipador DIVR com armadura helicoidal

Nas Figura 3.33 e Figura 3.34 pode-se ver a distribuição de extensões ao longo da altura do dissipador com o aumento da força aplicada.



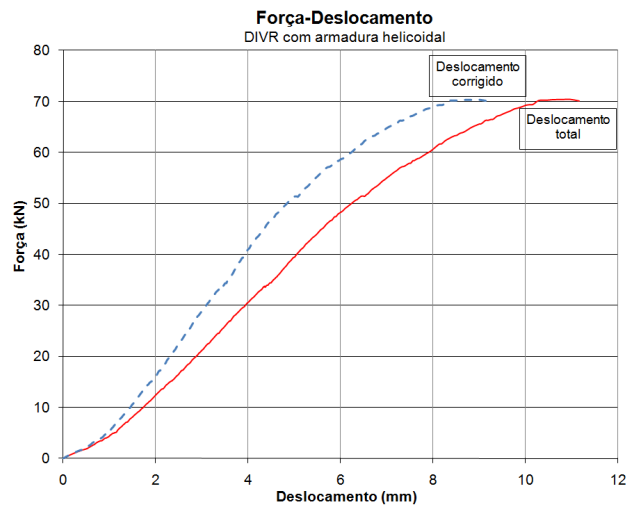
**Figura 3.33-** Distribuição de extensões verticais ao longo da altura do dissipador



**Figura 3.34-** Distribuição de extensões horizontais ao longo da altura do dissipador

Comparando a distribuição das extensões em altura (Figura 3.33 e 3.36) com o modo de rotura obtido, percebe-se que na zona A assinalada na Figura 3.30, que se estende da base até ao meio do dissipador, as extensões verticais e horizontais são mais elevadas.

Depois de tratar a informação fornecida pelos quatro transdutores de deslocamento vertical foi possível criar o gráfico força – deslocamento. Neste gráfico representa-se a variação do deslocamento axial total médio do sistema de ensaio com o aumento da carga aplicada pelo cilindro hidráulico, Figura 3.35. Contudo, neste deslocamento total do sistema de ensaio está incluído o alongamento sofrido pelo varão de aço durante o ensaio. Neste sentido, na Figura 3.35 apresenta-se igualmente o diagrama força - deslocamento corrigido do deslocamento do dissipador.



**Figura 3.35-** Diagrama força vs deslocamento do dissipador

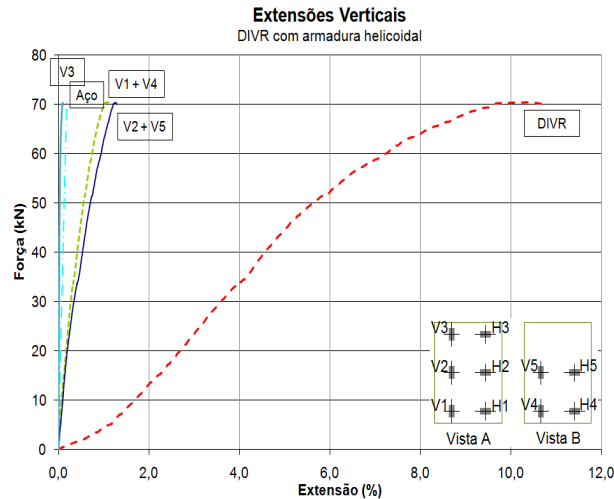
Como durante este ensaio experimental não foi colocado nenhum extensómetro no varão de aço, calculou-se um valor aproximado da extensão do aço utilizando a equação 3.3.

$$\varepsilon_{aço} = \frac{F}{A_{aço} \times E_{aço}} \quad (3.3)$$

Para se obter o deslocamento sofrido pelo aço durante o ensaio multiplicou-se a extensão do aço pelo comprimento livre do varão de aço no sistema.

Para calcular a extensão do dissipador DIVR dividiu-se o deslocamento corrigido pela altura do dissipador.

Na Figura 3.36 apresentam-se os valores das extensões médias dos extensómetros e das extensões calculadas para o aço e para o dissipador DIVR. Como se pode observar, o aço continua em regime elástico e, antes da rotura, formou-se um pequeno patamar de cedência no DIVR.

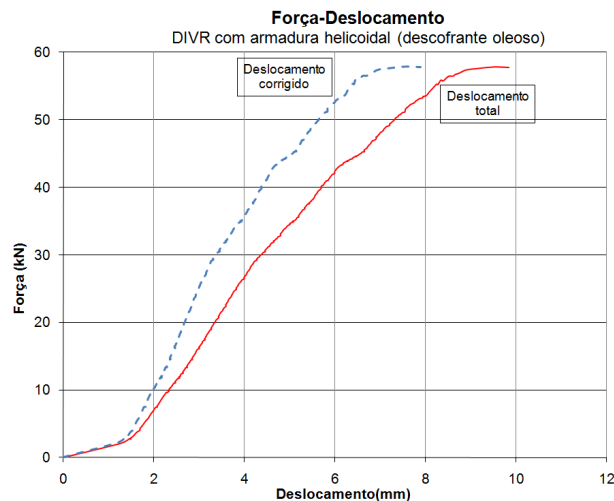


**Figura 3.36-** Variação das extensões verticais com o aumento da força

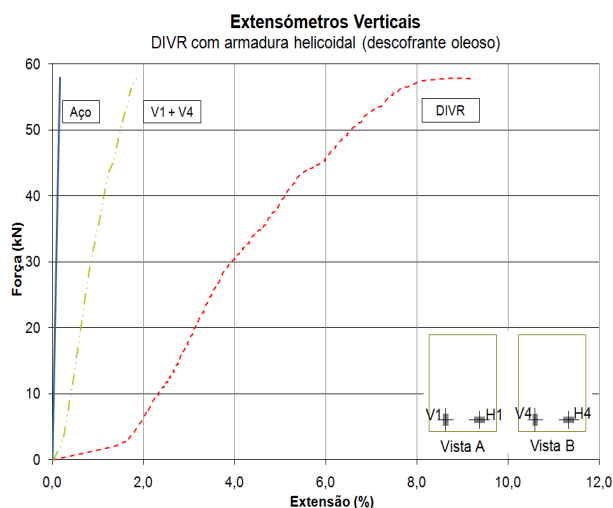
#### iv.2) Dissipador de energia DIVR com armadura helicoidal (descofrante oleoso)

Durante a execução deste dissipador foi utilizado um tipo de descofrante à base de óleo, devido à dificuldade na descofragem da rosca quando se utilizam descofrantes plásticos. Este ensaio teve como objectivo saber qual o efeito desta mudança na resistência do dissipador, uma vez que era expectável que o óleo utilizado na descofragem pudesse alterar a polimerização da resina e consequentemente a resistência global do dissipador.

Nas Figura 3.37 e Figura 3.38 apresentam-se os diagramas força - deslocamento e força - deformação respectivamente.



**Figura 3.37-** Diagrama força deslocamento para o dissipador



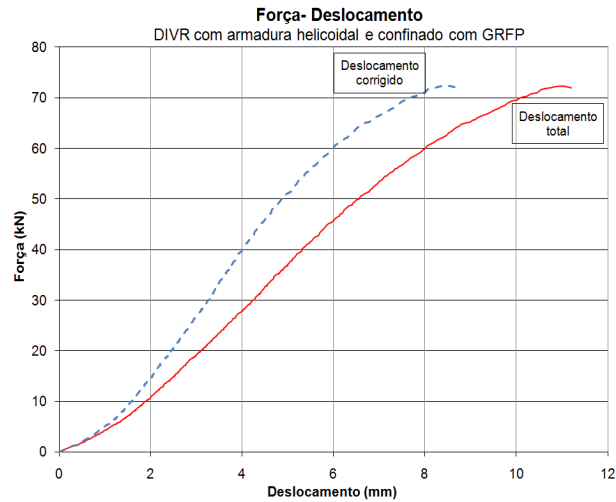
**Figura 3.38-** Diagramas força-extensão obtidos no ensaio do dissipador

Como se pode constatar ao observar a Figura 3.37, a força resistente deste dissipador foi um pouco inferior (18 %) à do DIVR com descofrante plástico. A rotura do dispositivo deu-se de forma diferente, uma vez que esta ocorreu pela descolagem da armadura da resina. Da observação da Figura 3.38 pode-se constata-se que há um pequeno escorregamento inicial no dispositivo e que próximo da rotura, apesar de o aço continuar em regime elástico existe um pequeno patamar de cedência no dispositivo.

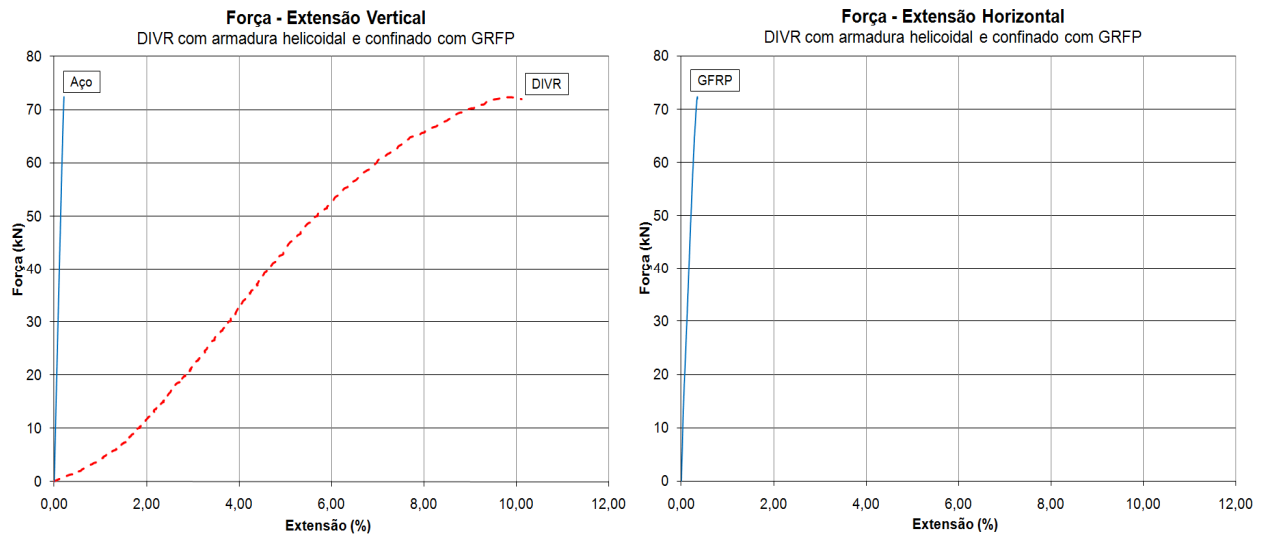
#### **iv.3) Dissipador DIVR com armadura helicoidal e confinado com GFRP**

Este dissipador foi concebido da mesma forma que o DIVR com armadura helicoidal e descofrante plástico, a diferença deste dispositivo é que foi cintado com fibra de vidro (GFRP) no sentido de controlar as extensões laterais. Esperava-se com isto obter uma maior capacidade resistente e um patamar de cedência mais extenso. Nas Figura 3.39 e Figura 3.40 encontram-se os diagramas força – deslocamento e força – extensão.





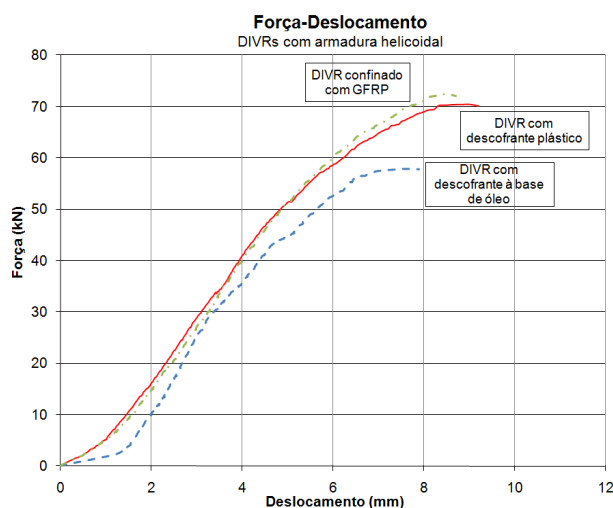
**Figura 3.39-** Diagrama força - deslocamento do dissipador DIVR confinado com GFRP



**Figura 3.40-** Diagramas força - extensão do dissipador DIVR confinado com GFRP

Como se pode ver pelos diagramas anteriores o andamento da capacidade resistente deste dissipador é semelhante aos anteriores. A força máxima resistente aumentou ligeiramente, cerca de 4%.

Na Figura 3.41 observa-se que após o confinamento do dissipador DIVR com armadura helicoidal a sua capacidade resistente aumentou e o dissipador DIVR com descofrante à base de óleo obteve uma rotura para uma força inferior ao DIVR com descofrante plástico. O dissipador DIVR confinado com GFRP tem uma capacidade resistente superior ao DIVR apenas com armadura helicoidal, mas o deslocamento sofrido é inferior. Os três dissipadores DIVR apresentam um ligeiro patamar de cedência antes da rotura.



**Figura 3.41** - Diagrama força - deslocamento dos três DIVRs com armadura helicoidal ensaiados

Na Figura 3.42, pode-se observar os modos de rotura dos dissipadores DIVR com armadura helicoidal e descofrante plástico, DIVR com armadura helicoidal e descofrante à base de óleo e DIVR com armadura helicoidal e confinado com GFRP. Encontra-se assinalado a azul a zona onde ocorreu a rotura, que à semelhança do primeiro ensaio, ocorreu pela zona da rosca.



**Figura 3.42**- Rotura dos dissipadores DIVR com armadura helicoidal e descofrante plástico, DIVR com armadura helicoidal e descofrante à base de óleo e DIVR com armadura helicoidal e confinado com GFRP

### 3.5. Dissipador de energia para instalação em varões de Betão Armado – (DIV)

Os dissipadores DIV, foram concebidos para serem instalados em varões correntes de betão armado e funcionarem sempre em compressão. A solução concebida destina-se a ser aplicada em pilares de betão armado cuja solução de reforço passe pelo aumento da secção e a

introdução longitudinal de novos varões de aço. O dispositivo em si ainda está em desenvolvimento, sendo constituído em cada varão por dois prismas de compósito leve onde se concentram as deformações, com um furo no seu centro, por onde desliza o varão quando está em compressão. Os prismas estão associados a um conjunto de peças metálicas que permitem que o varão quando em tracção comprima um dos prismas e quando em compressão deslize pelo interior dos prismas para não sofrer encurvadura e por sua vez é a face do pilar que comprime o outro prisma.

A utilização deste dispositivo destina-se apenas a pilares reforçados para acções horizontais. Tendo por objectivo verificar o funcionamento do dispositivo DIV num pilar, simulou-se um modelo de ensaio constituído por quatro prismas de compósitos leves com 40 mm de espessura e dimensões transversais que variam de acordo com o tipo de resina utilizado. Para além dos prismas, são utilizados dois varões de aço com um diâmetro aproximado de 16 mm. Todos os prismas têm um furo de 20 mm de modo a que o varão de aço possa passar livremente pelo dispositivo.

Os dissipadores foram pré-dimensionados para entrarem em cedência antes do aço, quando solicitados à compressão. Sendo assim, todos os provetes têm uma força resultante de cedência inferior 120 kN.

Na Tabela 3.4 - Caracterização dos prismas e do aço utilizados nos ensaios encontram-se os dados de caracterização dos elementos utilizados no ensaio. Todos estes valores têm por base os ensaios realizados aos compósitos e ao aço.

	$\sigma_{ced}$ MPa	Dimensões m <sup>3</sup>	Área média m <sup>2</sup>	F <sub>ced</sub> kN
<b>Aço</b>	596,8	-	0,000198	120,0
<b>Compósito leve IC85A</b>	54,0	0,04 x 0,06 x 0,04	0,00209	114,9
<b>Compósito leve IC95A</b>	80,4	0,04 x 0,04 x 0,04	0,00129	103,2
<b>Compósito leve IC85DC</b>	57,0	0,04 x 0,05 x 0,04	0,00169	98,2
<b>Compósito leve IC95DC</b>	78,0	0,04 x 0,04 x 0,04	0,00129	99,3

**Tabela 3.4** - Caracterização dos prismas e do aço utilizados nos ensaios

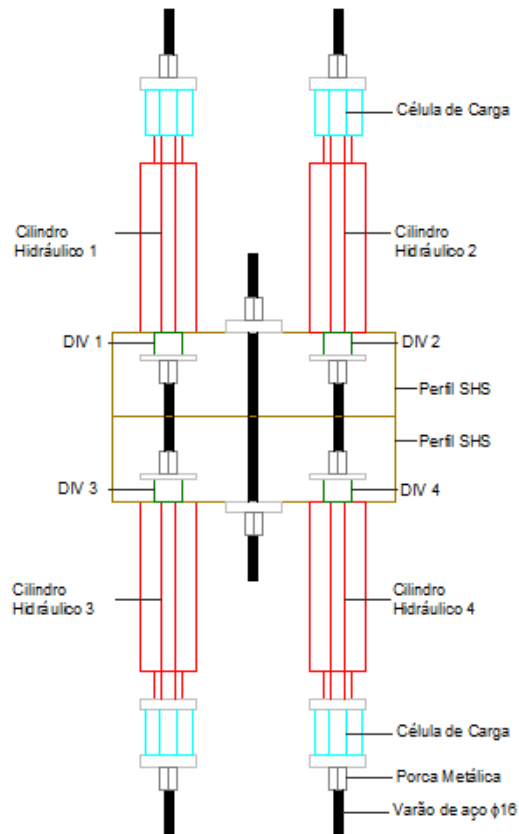
### **3.5.1 Concepção do Modelo de Ensaio dos Dissipadores de energia DIV**

Neste modelo de ensaio, Figura 3.43, foram utilizados perfis metálicos do tipo SHS 150 x 150 com 10 mm de espessura que foram perfurados com uma broca de 20 mm de diâmetro para que os varões de aço os pudessem atravessar livremente. Esta foi a solução encontrada para simular a imposição de movimentos horizontais num pilar, sem ter que recorrer à betonagem de 4 pilares, o que seria demoroso e também dispendioso.

Apesar de a solução servir para retratar a compressão que ocorre nos dissipadores DIV, não se tem em conta durante o ensaio o efeito das forças de corte que ocorrem durante a acção sísmica. Outra limitação deste modelo é o facto de caracterizar apenas o andamento dos ciclos histeréticos apenas dos dispositivos DIV, não se tem em conta a presença e degradação das armaduras longitudinais e do betão.

#### **3.5.1.2 – Mecanismo de ensaio dos dissipadores de energia DIV**

O mecanismo de ensaio de simulação de um pilar sujeito a cargas horizontais cíclicas e alternadas, foi concebido de modo a aplicar duas cargas cíclicas. O mecanismo é composto por quatro prismas de compósitos leves que são colocados de modo a trabalharem apenas à compressão, por dois varões de aço roscado e respectivas porcas, por quatro cilindros hidráulicos e dois perfis metálicos do tipo SHS 150 x 150 com 10 mm de espessura. Na Figura 3.43 encontra-se um esquema do mecanismo de ensaio.

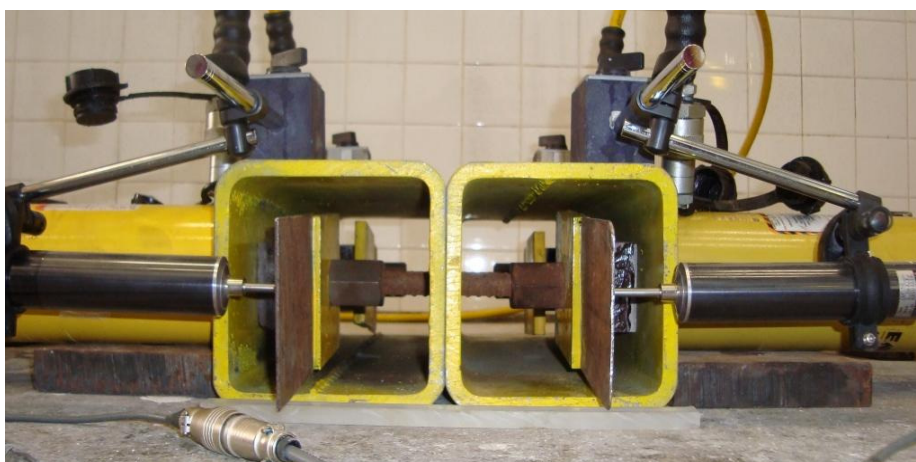


**Figura 3.43-** Modelo de ensaio para simulação de um pilar

Nas Figura 3.44 e Figura 3.45 apresenta-se um modelo instrumentado e pronto para ser ensaiado.

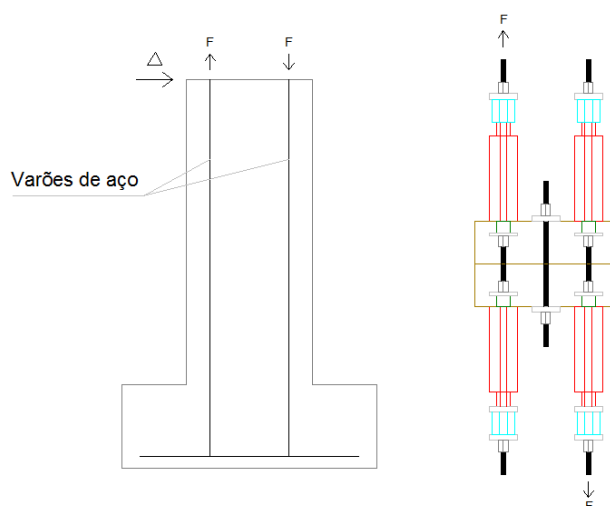


**Figura 3.44-** Modelo de simulação de Pilar instrumentado e pronto a ser ensaiado



**Figura 3.45-** Vista lateral do sistema de ensaio

O ensaio foi concebido por forma a que, os cilindros hidráulicos funcionem dois a dois, ou seja, ao mesmo tempo é accionado o cilindro hidráulico 1 e o cilindro hidráulico 4, de modo a simularem o movimento horizontal para a direita. Para simular um movimento horizontal para a esquerda, aplica-se carga no cilindro hidráulico 2 e no 3. Quando se está a aplicar carga nos cilindros hidráulicos 1 e 4 os DIV 1 e 4 são comprimidos e os outros dissipadores não sofrem qualquer carregamento, ao aplicar-se carga nos cilindros hidráulicos 2 e 3 os DIV 2 e 3 são comprimidos e os outros não entram em funcionamento. Na Figura 3.46 mostra-se a distribuição de forças nas armaduras de um pilar quando são impostos deslocamentos horizontais



**Figura 3.46-** Exemplo de esquema de funcionamento do sistema de ensaio

### 3.5.1.3– Equipamento de ensaio e aquisição de dados

Para a realização do ensaio foram utilizados quatro cilindros hidráulicos ENERPAC RCH206, com uma capacidade de carga de 200 kN e ligados a uma bomba eléctrica de óleo regulada por uma válvula de pressão, Figura 3.44. A ligação dos cilindros à bomba eléctrica é feita por mangueiras que estão interligadas com derivações e válvulas, que permitem accionar dois cilindros de uma só vez e sempre que se queira trocar a circulação de óleo de modo a carregar o outro par de cilindros.

A aquisição de dados foi efectuada através de um Datalogger Centipede 100 (UPM100) da HBM com capacidade para 60 canais, e o software usado foi o Catman 4.0 da HBM.

### 3.5.1.4 – Instrumentação do ensaio

Na realização deste ensaio utilizaram-se quatro transdutores de deslocamento vertical, do tipo TML-CDP100, colocados de maneira medir os deslocamentos nos provetes de resina, Figura 3.47. Os transdutores medem os deslocamentos longitudinais sofridos pelos quatro dispositivos DIV quando estes se encontram comprimidos e quando estão a recuperar da compressão. Com os dados dos deslocamentos é possível calcular posteriormente a rotação teórica do pilar.



**Figura 3.47-** Pormenor da instrumentação para medir o deslocamento dos dispositivos

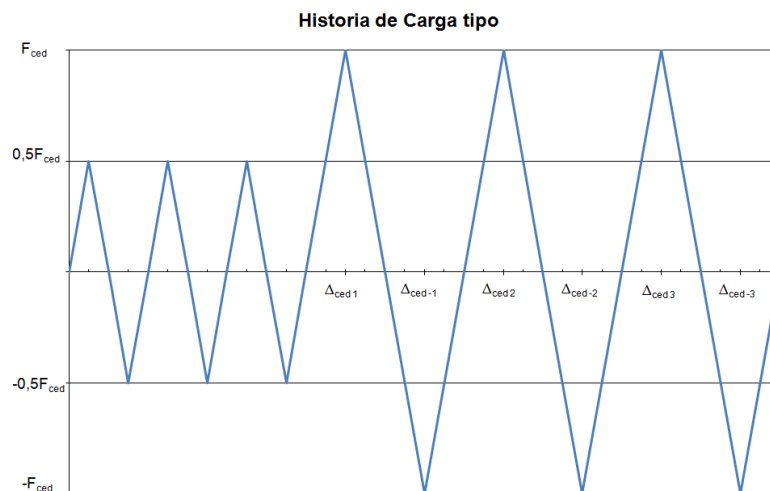
Foram colocadas quatro células de carga de 200 kN no topo de todos os cilindros hidráulicos, com o propósito de medir as forças aplicadas ao longo do ensaio.



### 3.5.2 Ensaio dos dissipadores de energia DIV

Como o objectivo do ensaio era simular um pilar de betão armado reforçado com estes dispositivos escolheu-se como critério de paragem uma extensão de 5% nos prismas de compósitos leves.

De modo a controlar a evolução do ensaio, escolheu-se uma história de carga dividida em grupos de três ciclos. Os primeiros seis ciclos são controlados por força. Para o efeito calculou-se uma força média teórica de cedência dos prismas, através dos dados obtidos dos ensaios dos materiais. Os primeiros três ciclos têm como limite metade da força de cedência e os três ciclos seguintes vão até à força de cedência, Figura 3.48. Para facilitar a compreensão gráfica dos ciclos de carga considera-se que quando a força é positiva estão a actuar os cilindros hidráulicos 1 e 4, a força negativa corresponde à acção por parte dos cilindros hidráulicos 2 e 3.



**Figura 3.48-** História de carga dos primeiros dois grupos de ciclos

Os ciclos seguintes são orientados pelo deslocamento longitudinal dos prismas de compósitos leves durante a sua compressão. Através dos ciclos correspondentes à força de cedência obtém-se um deslocamento médio de cedência ( $\Delta_{ced}$ ) para cada par de primas, através da média dos deslocamentos  $\Delta_{ced1}$ ,  $\Delta_{ced2}$ ,  $\Delta_{ced3}$ . Os ciclos passam a ser controlados através desse deslocamento, sendo realizados incrementos de  $1,5 \Delta_{ced}$ ;  $2 \Delta_{ced}$ ;  $n \Delta_{ced}$  até se atingir 5% de extensão nos provetes.



- **Compósito IC85A**

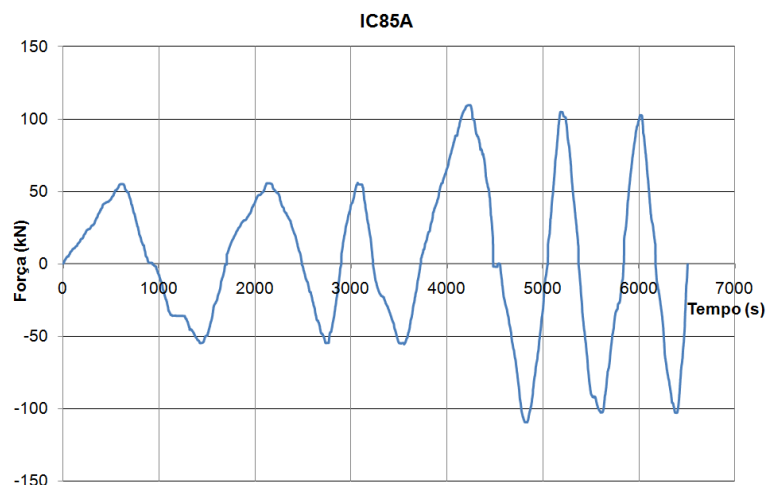
Os provetes de compósito IC85A foram os primeiros a ser ensaiados, admitiu-se 109 kN como força média de cedência a aplicar no ensaio, atendendo que a área dos quatro prismas era ligeiramente diferente, e uma extensão de cedência de 2,43%, tabela 3.5.

	área (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{ced}$ (MPa)	$F_{ced}$ (kN)	$F_{média}$ (kN)	$\epsilon_{ced}$ (%)
Prisma 1	0,001957	54	105,7	109,4	2,43
Prisma 2	0,002069		111,7		
Prisma 3	0,001933		104,4		
Prisma 4	0,002143		115,7		

**Tabela 3.5-** Valores adoptados para a realização do ensaio com resina tipo IC85A

Durante a realização deste ensaio detectou-se ao fim dos primeiros dois grupos de ciclos que seria difícil cumprir na totalidade o protocolo de ensaio inicialmente estabelecido. Quando se comprimem e deformam os prismas de compósitos leves, a deformação é acompanhada pelo varão de aço. Como a extensão de cedência do varão de aço é cerca de 0,29% e durante o ensaio o comprimento de aço que está sobre tensão é aproximadamente 0,50 m, nunca se poderia deformar os prismas em mais de 0,00145 m (3,63%), sem que o aço entrasse em cedência.

Na Figura 3.49 apresenta-se a história de carregamentos aplicada ao longo do tempo, os valores de força positivos correspondem aos ciclos de carga aplicados nos cilindros hidráulicos 1 e 4, e os valores negativos são os ciclos para o par de cilindros 2 e 3.



**Figura 3.49-** Gráfico da história de carga aplicada ao longo do ensaio

As Tabela 3.6 e Tabela 3.7 indicam os valores de deslocamento obtidos nos prismas para cada pico de carga correspondente à cedência.

	Prisma 1	Prisma 4
$\Delta_{ced\ 1}$	3,05 mm	1,66 mm
$\Delta_{ced\ 2}$	2,69 mm	1,64 mm
$\Delta_{ced\ 3}$	2,72 mm	1,81 mm
$\Delta_{ced\ médio}$	2,82 mm	1,70 mm

**Tabela 3.6-** Valores dos deslocamentos de cedência medidos ao longo do ensaio nos prismas 1 e 4

	Prisma 2	Prisma 3
$\Delta_{ced\ -1}$	3,51 mm	6,54 mm
$\Delta_{ced\ -2}$	3,55 mm	6,68 mm
$\Delta_{ced\ -3}$	3,60 mm	6,78 mm
$\Delta_{ced\ médio}$	3,55 mm	6,67 mm

**Tabela 3.7-** Valores dos deslocamentos de cedência medidos ao longo do ensaio nos prismas 2 e 3

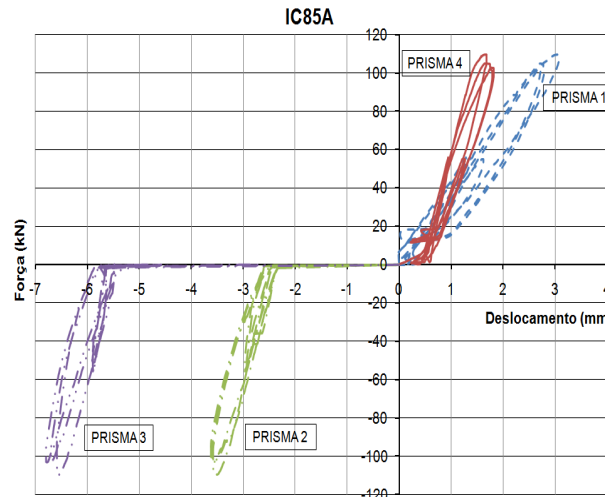
Como se pode observar pelas tabelas anteriores, os valores dos deslocamentos correspondentes aos picos de força de cedência são muito variáveis, à excepção do prisma 2. Isto é devido ao sistema de ensaio, dado que de cada vez que um par de prismas deixa de ser comprimido a chapa que o comprime é aliviada e recua devido à compressão no prisma do lado oposto, quando volta a ser carregada a chapa volta a encostar ao prisma, o que provoca um ajuste de posição entre ciclos.

O facto de os deslocamentos serem relativamente elevados deve-se ao ajuste que as porcas enroscadas no varão de aço sofrem quando o carregamento se inicia. Ou seja, quando o ensaio se inicia, considera-se que o deslocamento é zero, mas quando os cilindros começam a exercer força sobre o sistema, as porcas metálicas que estão a ser solicitadas sofrem ajustes na rosca os quais são contabilizados pelos transdutores de deslocamentos.

Os prismas 2 e 3 têm deslocamentos maiores que os prismas 1 e 4, porque o ensaio iniciou-se com a compressão do par 1 e 4 e foi nesse instante que se considerou deslocamento zero para

os transdutores. Nesse instante os prismas 2 e 3 não estão em carga, logo, a chapa que permite a medição do deslocamento dos provetes pode não se encontrar encostada nestes. Quando os cilindros 2 e 3 começam a carregar os prismas o deslocamento medido pelos transdutores é a soma da distância entre a chapa e o prismas, acrescida da deformação deste.

Na Figura 3.50 apresentam-se os diagramas força deslocamento dos quatro prismas.



**Figura 3.50-** Diagrama Força-Deslocamento dos prismas de compósitos IC85A

Como se pode observar na Figura 3.50, quando a força num par de prismas comprimidos volta ao valor de zero, o outro par passa a ser comprimido e o andamento do diagrama é uma recta horizontal até ao valor inicial de deslocamento. Ou seja, quando se está a descomprimir o par de prismas 1 e 4 e este atinge o valor de força igual a zero, o andamento do diagrama segue em linha recta até ao valor inicial de deslocamento correspondente a esforço nulo do par de prismas 3 e 4, o mesmo acontecerá quando se estiver a descomprimir o par 3 e 4 e a carregar o par 1 e 2.

O andamento dos ciclos de força - deslocamento é muito parecido nos quatro dispositivos, sendo os respectivos declives muito semelhantes, à excepção do prisma 1 que apresenta um declive menor que os restantes. Isto deve-se provavelmente a algum problema que ocorreu durante a realização do ensaio que tenha influenciado as medições com o transdutor 1, dado que o transdutor poderia ter sofrido alguma rotação com um deslocamento mais brusco, Figura 3.47.

Através da média das forças medidas pelas células de carga em cada par de cilindros hidráulicos, e sabendo o valor da distância entre varões de aço, 0,3 metros, calculou-se o valor do momento da secção ao longo do tempo.

$$M = F_{média} \times 0,3 \quad (3.6)$$

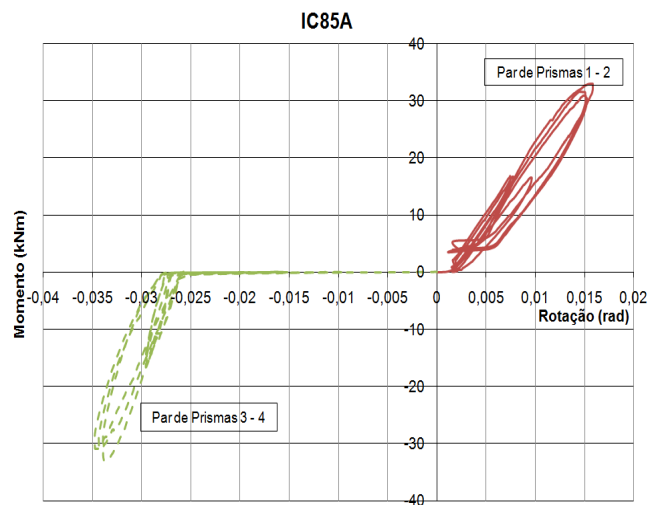
Os dados dos transdutores de deslocamentos permitiram calcular a rotação teórica da secção, de acordo com expressões 3.7 e 3.8.

$$\theta_1 = \frac{d_1 + d_4}{300} \quad (3.7)$$

$$\theta_2 = \frac{d_2 + d_3}{300} \quad (3.8)$$

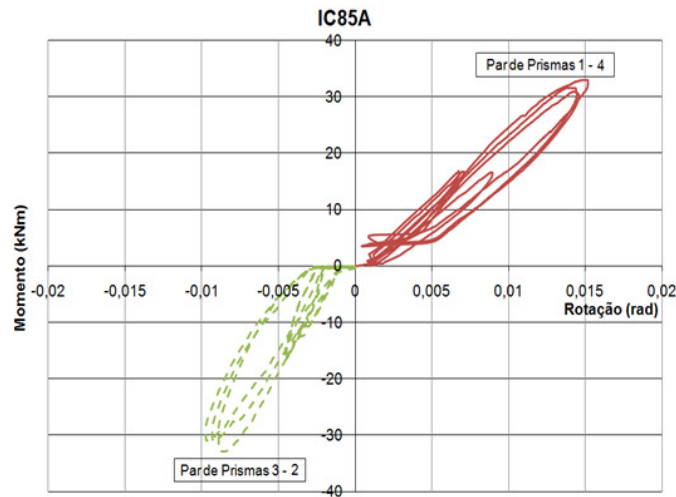
Em que,  $\theta_1$  e  $\theta_2$  são os valores das rotações teóricas dos pares de prismas 1 – 4 e 2 – 3 respectivamente e  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$  e  $d_4$  são as deformações nos prismas respectivos, divididos pela distância entre varões de aço (300 mm).

A Figura 3.51 apresenta o diagrama momento – rotação dos dois pares de prismas. Como seria de esperar o andamento do diagrama é muito semelhante ao da Figura 3.50, diagrama força – deslocamento. Continua a existir o patamar horizontal de transição entre a descarga de um par de prismas e o carregamento do outro.



**Figura 3.51-** Diagrama Momento - Rotação dos dois pares de prismas

No entanto, o valor da rotação teórica do pilar é bastante elevado para uma extensão de 2,43% dos prismas. Tal só acontece devido ao patamar horizontal de deslocamentos, que resulta do ajuste do sistema durante o ensaio. Eliminando este patamar e admitindo que o pilar só roda quando está a ser carregado obtém-se o gráfico da Figura 3.52.



**Figura 3.52**-Diagrama Momento - Rotação dos dois pares de prismas sem patamar horizontal

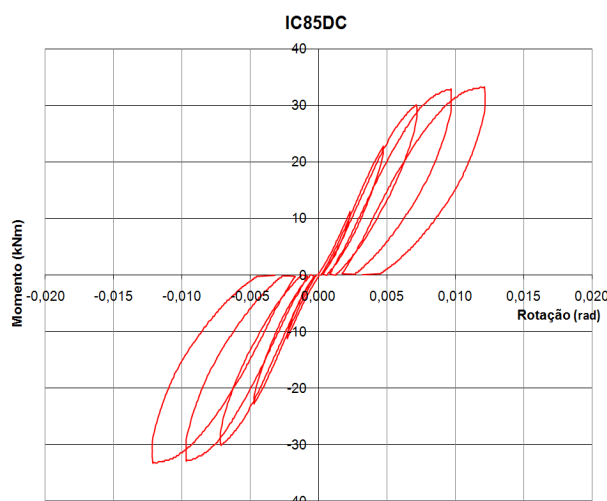
Como se pode observar na Figura 3.52, continua a existir um patamar horizontal no diagrama para momentos na secção muito próximos de zero, mas mais curto que o anterior. Na evolução da resposta aos ciclos de carga existe uma diferença no declive devido aos dados do prisma 1. As curvas de carga-descarga deste gráfico têm um andamento muito semelhante às obtidas nos ensaios de compressão uniaxial cíclicos dos prismas. Neste sentido optou-se por transformar o diagrama tensão-extensão do compósito IC85DC, Figura 3.40, num diagrama Momento – Rotação, admitindo um braço semelhante ao anterior, 0,30 m, e uma área correspondente a uma força de cedência resultante igual à do ensaio experimental dos provetes IC85A, expressão 3.9. Consideram-se os dados do compósito IC85DC porque não se realizaram ensaios cíclicos com os prismas IC85A, e estes apesar de utilizarem agregados diferentes têm a mesma percentagem de resina e tensões de cedência e módulo de elasticidade semelhantes, Tabela 3.8.

	$\sigma_{ced}$ (MPa)	E (GPa)
IC85A	54	2,22
IC85DC	57	2,4

**Tabela 3.8**- Tabela de valores da tensão de cedência e Módulo de Elasticidade dos dois tipos de compósitos

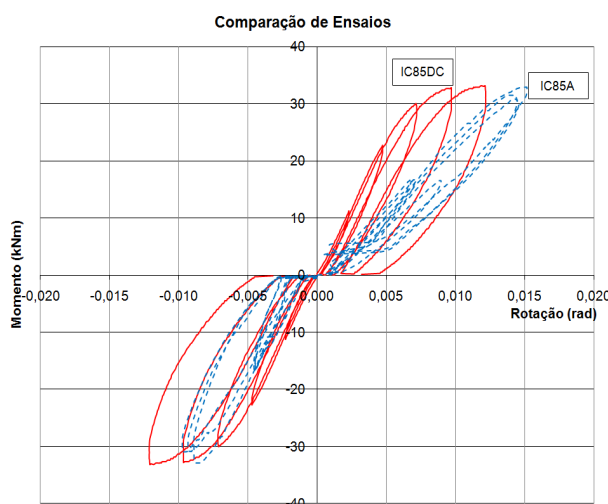
$$F_{ced} = \sigma_{ced} \times A \Leftrightarrow A = \frac{109,4}{57 \times 10^3} = 0,0019 m^2 \quad (3.9)$$

A Figura 3.53 apresenta o diagrama Momento-Rotação teórico equivalente dos provetes IC85DC. É visível à semelhança dos resultados obtidos com ensaio experimental a existência do patamar horizontal no ponto de força nula.



**Figura 3.53-** Diagrama teórico Momento-Rotação para os ensaios cíclicos dos provetes IC85DC

Na Figura 3.54 pode-se observar a sobreposição dos resultados do ensaio do modelo experimental de simulação de um pilar utilizando os prismas IC85A com os resultados obtidos no ensaio cíclico realizado na prensa com os prismas IC85DC. Apesar das diferenças nas características resistentes dos dois compósitos, pode-se visualizar que o desenvolvimento dos ciclos de momento - rotação é muito idêntico na zona negativa do gráfico. Na zona positiva isso não acontece devido à influência dos dados obtidos com o prisma 1 na média da força e da rotação resultante do par 1-2 de prismas IC85A.



**Figura 3.54-** Diagrama de Momento- Rotação da resina IC85A e IC85DC

Após a análise destes resultados, optou-se por não realizar mais ensaios do modelo de simulação de um pilar por se ter concluído que os resultados para os outros dispositivos poderiam ser obtidos utilizando os dados dos ensaios de compressão axial cíclica dos prismas de compósitos.

Apesar disso, o modelo de simulação de um pilar foi útil para compreender o andamento do diagrama Momento – Rotação na fronteira entre a descarga de um provete e o carregamento de outro. Tendo-se concluído que essa passagem se poderia considerar equivalente a uma recta horizontal ao longo do ponto de força nula.





## CAPÍTULO 4 – SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO COM O DISSIPADOR DE ENERGIA DIV

Este capítulo divide-se em duas partes, na primeira apresenta-se um modelo de fibras da secção de betão armado, e na segunda realiza-se uma análise paramétrica do comportamento de estruturas de betão armado com o dispositivo DIV instalado.

Inicialmente apresenta-se um modelo numérico de fibras na secção de pilares rectangulares sujeitos a flexão composta. O objectivo da realização deste modelo foi essencialmente compreender a distribuição das extensões ao longo da secção de diferentes pilares reforçados com dispositivos DIV, e verificar desta forma qual a melhor solução e composição do dispositivo DIV a adoptar como reforço para que se verifique uma dissipação de energia o mais eficaz possível.

A partir desta modelação numérica obteve-se um diagrama momento-rotação característico para cada secção, que foi utilizado posteriormente no programa de cálculo automático SAP2000®, para a realização da análise de pórticos com este sistema de reforço sísmico.

Por fim fez-se uma análise paramétrica da aplicação do dispositivo DIV a uma estrutura, fazendo variar alguns parâmetros como a geometria da estrutura, as secções dos pilares, o tipo de acção sísmica, a rigidez da estrutura e o nível de acções verticais.

#### 4.1 - Modelo de Fibras da Secção de Betão Armado

Através do modelo de fibras da secção foram analisadas quatro secções de pilares reforçados com o sistema de dissipadores de energia a funcionarem à compressão. Por nesta fase do trabalho já se ter escolhido o dissipador de energia a utilizar, decidiu-se atribuir-lhe um nome de modo a tornar a abordagem do mesmo mais fácil. O nome escolhido foi *Dissipador de Energia para instalação em varões de betão armado (DIV)*, devido às características do seu funcionamento e por ser um sistema passivo de reforço sísmico.

Os dados utilizados para a modelação do betão, dos compósitos leves e do aço foram os obtidos pelos ensaios de caracterização dos materiais apresentados no capítulo 3.

##### 4.1.1 Modelo numérico

Com o objectivo de modelar numericamente o comportamento à flexão composta de pilares betão armado simples ou reforçados com dispositivos DIV desenvolveu-se um modelo de fibras. No modelo numérico a secção do pilar é desenhada por pequenos elementos de secção rectangular (filamentos) que representam as zonas de compósitos leves, betão armado simples e betão armado confinado. Admite-se que os filamentos se mantêm planos após a deformação e que entre cada elemento a deformação é aproximada linearmente, isto permite determinar o campo de extensões axiais em toda a secção. Logo, para uma determinada deformação axial ( $\varepsilon_0$ ) e curvatura da secção ( $\varphi$ ), a deformação em qualquer filamento é dada pela expressão 4.1, onde  $y^i$  é a distância do filamento a  $\varepsilon_0$  (Rodrigues 2005).

$$\varepsilon^i = \varepsilon_0 + \varphi \times y^i \quad (4.1)$$

Calculadas as extensões em cada filamento as tensões são obtidas a partir das relações tensões-extensões dos diversos materiais.

As equações de equilíbrio de secções de pilares constituídos apenas por betão armado são definidas por:

$$N = \sum_{i=1}^{ns} f_s^i \times A_s^i + \sum_{i=1}^{nc} f_c^i \times A_c^i \quad (4.2)$$

$$M = \sum_{i=1}^{ns} f_s^i \times A_s^i \times y_s^i + \sum_{i=1}^{nc} f_c^i \times A_c^i \times y_c^i \quad (4.3)$$

Onde  $ns$  é o número de varões de armadura longitudinal e  $nc$  é o número de filamentos de betão.

Para os pilares reforçados com o dispositivo DIV, considera-se para o equilíbrio a resistência do dispositivo e também que o betão passa a estar confinado. Passa-se a admitir também a força resistente do betão de recobrimento. Devido ao esquema de reforço admite-se que a força no aço de reforço é limitada pela resistência do dispositivo, logo, a sua força resistente não é considerada, expressões 4.4 e 4.5.

$$N = \sum_{i=1}^{ns} f_s^i \times A_s^i + \sum_{i=1}^{nc} f_c^i \times A_c^i + \sum_{i=1}^{ncc} f_{cc}^i \times A_{cc}^i + \sum_{i=1}^{nr} f_r^i \times A_r^i \quad (4.4)$$

$$M = \sum_{i=1}^{ns} f_s^i \times A_s^i \times y_s^i + \sum_{i=1}^{nc} f_c^i \times A_c^i \times y_c^i + \sum_{i=1}^{ncc} f_{cc}^i \times A_{cc}^i \times y_{cc}^i + \sum_{i=1}^{nr} f_r^i \times A_r^i \times y_r^i \quad (4.5)$$

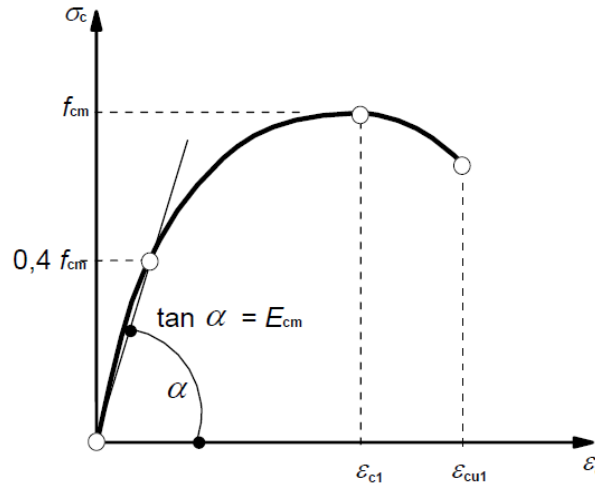
Em que  $ns$  é o número de varões de armadura longitudinal inicial,  $ncc$  é o número de filamentos de betão cintado pela resina e  $nr$  é o número de filamentos de resina.

#### 4.1.2 Modelo dos Materiais

##### 4.1.2.1 Betão

O betão é um material que se deforma inelasticamente quando sujeito a compressão simples, isto acontece devido à perda gradual de rigidez que ocorre com a microfendilhação. A sua rotura pode ocorrer por tracção ou por compressão, no caso da tracção a rotura é frágil e na compressão dúctil.

Dos vários métodos que existem de simulação das características resistentes do betão, aplicou-se no modelo o método não linear do Eurocódigo 2 (CEN 2004), Figura 4.1.



**Figura 4.1** - Modelo de resistência à compressão do betão (CEN 2004)

A relação tensão-deformação é dada pelas expressões 4.6, 4.7 e 4.8.

$$\frac{f_c}{f_{cm}} = \frac{k \times \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \times \eta} \quad (4.6)$$

$$k = 1,1 \times E_{cm} \times \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad (4.7)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (4.8)$$

Onde,  $f_c$  é a tensão do betão à compressão,  $f_{cm}$  a tensão média de rotura do betão à compressão,  $E_{cm}$  o módulo de elasticidade secante do betão,  $\varepsilon_{c1}$  a extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima  $f_c$ ,  $\varepsilon_c$  a extensão do betão à compressão e  $\varepsilon_{cu}$  é a extensão última do betão à compressão.

Para o caso da resistência à tracção, considerou-se uma tensão de tracção máxima igual a  $f_{ctm}$  e uma extensão máxima de tracção,  $\varepsilon_t$ , definida pela expressão 4.9.

$$\varepsilon_t = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} \quad (4.9)$$

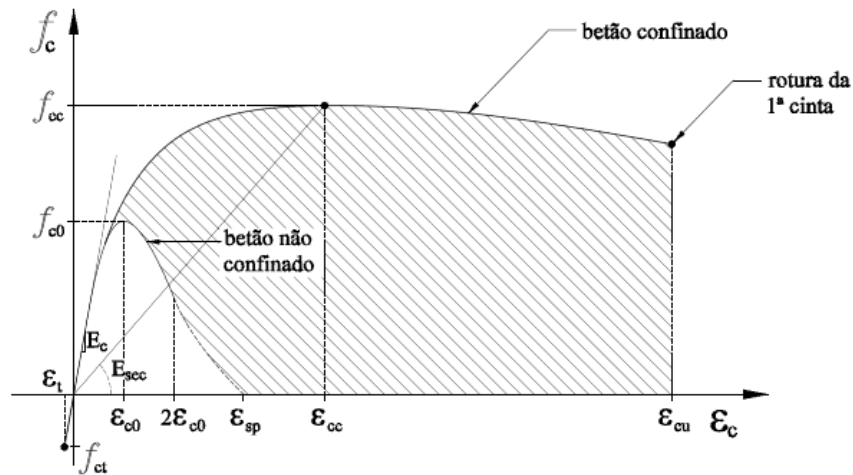
#### 4.1.2.2 Betão confinado

A restrição de deformações transversais numa secção de betão sujeita a compressão axial aumenta a resistência à compressão e a capacidade de deformação desse elemento

(Rodrigues 2005). O confinamento de pilares de betão armado pode ser realizado através de cintagem por armaduras transversais ou por encamisamento externo.

Existem vários modelos teóricos que simulam comportamento de secções de betão armado confinadas sujeitas a compressão. Todos esses modelos baseiam-se em ensaios experimentais onde se variam alguns parâmetros como a geometria da secção, a qualidade do betão, a percentagem de armaduras e as suas configurações. O modelo aplicado para modelar numericamente o betão confinado foi o de Mander (Mander, Priestley et al. 1988).

O modelo de Mander é aplicável a diferentes geometrias de secções e a diferentes pormenorizações de armaduras longitudinais e transversais. Segundo os modelos experimentais dos autores a extensão última do betão pode ir até valores superiores a 3% (Mander, Priestley et al. 1988). A Figura 4.2 apresenta o diagrama tensão-deformação para betão simples e betão confinado com armaduras transversais.



**Figura 4.2-** Diagrama tensão- deformação para betão simples e confinado com armaduras transversais, adaptado (Rodrigues 2005)

As tensões ( $f_c$ ) e extensões ( $\varepsilon_c$ ) de compressão são obtidas pelas seguintes expressões:

$$f_c = \frac{f'_{cc} \times x \times r}{r - 1 + x^r} \quad (4.10)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.11)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (4.12)$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.13)$$

$$E_c = 500 \times \sqrt{f'_{c0}} \quad (4.14)$$

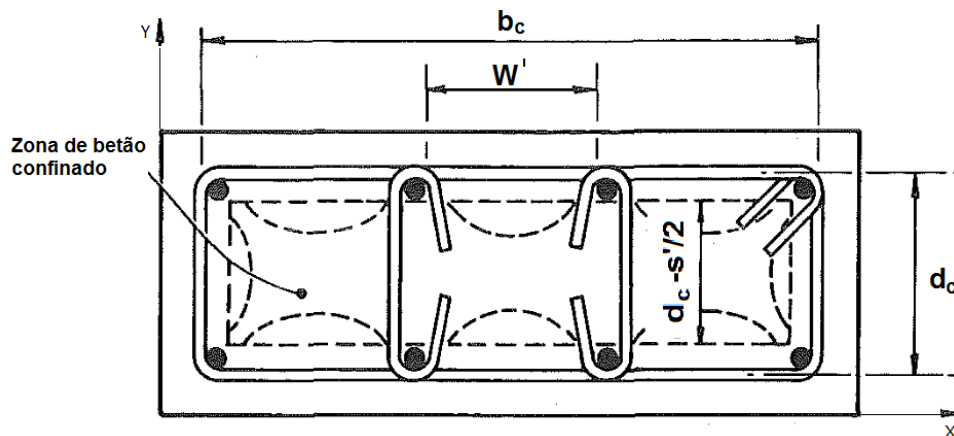
$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \times \left( 1 + 5 \times \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right) \quad (4.15)$$

Em que,  $f'_{cc}$  é a tensão máxima de compressão do betão confinado,  $\varepsilon_{cc}$  a extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima  $f'_{cc}$ ,  $E_c$  o módulo de elasticidade tangente na origem,  $E_{\text{sec}}$  o módulo de elasticidade secante na origem,  $f'_{c0}$  é a tensão de compressão máxima do betão simples e  $\varepsilon_{c0}$  a extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima  $f'_{c0}$ .

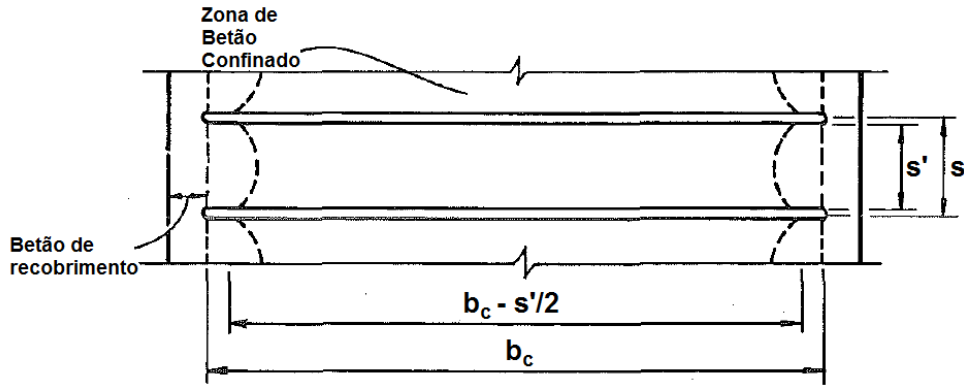
A tensão de confinamento depende da pressão efectiva exercida pelas armaduras transversais que conferem o confinamento e é dada pela expressão 4.16.

$$f'_{cc} = f'_{c0} \times \left( -1,254 + 2,254 \times \sqrt{1 + \frac{7,94 \times f'_l}{f'_{c0}}} - 2 \times \frac{f'_l}{f'_{c0}} \right) \quad (4.16)$$

Onde  $f'_l$  é a tensão efectiva de confinamento, que resulta do facto de a pressão lateral de confinamento exercida pelas armaduras transversais não ser uniforme ao longo da altura do pilar, Figura 4.3 e Figura 4.4.



**Figura 4.3-** Corte transversal de uma secção de betão confinada por armaduras transversais, adaptado (Mander, Priestley et al. 1988)



**Figura 4.4-** Corte longitudinal de um pilar confinado por armaduras transversais, adaptado (Mander, Priestley et al. 1988)

Para obter o valor  $f'_i$  é necessário calcular o coeficiente efectivo de confinamento,  $k_e$ , que tem em conta a não uniformidade da pressão lateral ao longo do pilar. O valor de  $k_e$  depende da geometria da secção de betão e da pormenorização das armaduras longitudinais e transversais, expressão 4.17.

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum \frac{(w'_i)^2}{6}\right) \times \left(1 - \frac{s'}{2 \times b_c}\right) \times \left(1 - \frac{s'}{2 \times d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (4.17)$$

Em que,  $w'_i$  é a distância entre varões longitudinais,  $s'$  é a distância entre armaduras transversais, Figura 4.4,  $b_c$  e  $d_c$  são as distâncias que definem o perímetro a partir do centro geométrico das armaduras transversais, Figura 4.3, e  $\rho_{cc}$  é a taxa de armadura longitudinal do núcleo de betão.

Num pilar rectangular reforçado, a área total de armadura transversal pode ser diferente no comprimento e na largura do pilar, como se pode observar na Figura 4.3, a face  $b_c$  tem mais área total de armadura transversal que a face  $d_c$  porque o comprimento dos varões é maior. Esta diferença na quantidade de armadura leva a que se tenham tensões laterais de confinamento diferentes na secção de betão, uma tensão segundo x ( $f_{lx}$ ) e outra segundo y ( $f_{ly}$ ), expressões 4.18 e 4.19.

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s \times d_c} \times f_{yh} \quad (4.18)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{s \times b_c} \times f_{yh} \quad (4.19)$$

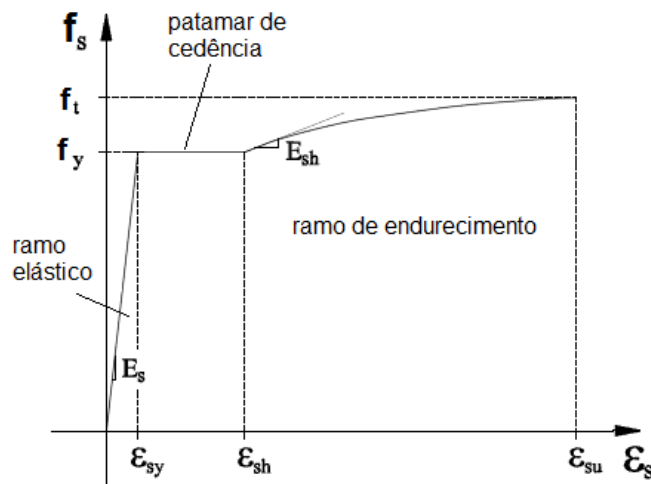
Onde  $A_{sx}$  e  $A_{sy}$  são a área total dos varões de aço transversais paralelos ao eixo x e ao eixo y respectivamente e  $f_{yh}$  é a tensão de cedência da armadura transversal. A tensão efectiva lateral também pode variar de eixo para eixo,  $f'_{lx}$  e  $f'_{ly}$ , expressões 4.20 e 4.21.

$$f'_{lx} = \frac{A_{sx}}{s \times d_c} \times f_{yh} \times k_e \quad (4.20)$$

$$f'_{ly} = \frac{A_{sy}}{s \times b_c} \times f_{yh} \times k_e \quad (4.21)$$

#### 4.1.2.3 Aço

O aço utilizado nos ensaios experimentais tem a característica particular de ser produzido em forma de rosca. À semelhança do que acontece com os outros aços comercializados assumiu-se que o seu comportamento à tracção e à compressão é igual. Sendo assim, o modelo escolhido para a modelação do comportamento deste material foi o Modelo de Park – Paulay (Park and Paulay 1975). Este modelo considera que o comportamento do aço pode ser dividido em três ramos diferentes, Figura 4.5, o ramo elástico, o patamar de cedência, e o ramo de endurecimento.



**Figura 4.5-** Diagrama de tensão-deformação para o aço de acordo com o Modelo de Park-Paulay (Rodrigues 2005)

A relação tensão deformação para os diferentes ramos é dada pelas seguintes expressões:

Ramo elástico

$$f_s = E_s \times \varepsilon_s \quad (4.22)$$



Patamar de cedência

$$f_s = f_y \quad (4.23)$$

Ramo de endurecimento

$$f_s = f_y \times \left[ \frac{m \times (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60 \times (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) \times (60 - m)}{2 \times (30 \times r + 1)^2} \right] \quad (4.24)$$

Onde  $f_s$  é a tensão no aço,  $E_s$  o módulo de elasticidade antes da cedência,  $\varepsilon_s$  é a extensão na cedência,  $f_y$  é a tensão de cedência do aço,  $\varepsilon_{sh}$  é a extensão no início do endurecimento (2,5%),  $m$  e  $r$  são dados pelas equações 4.24 e 4.25, respectivamente.

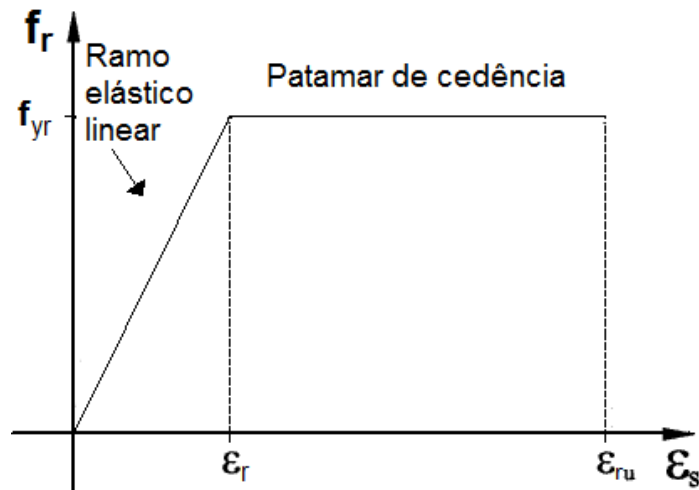
$$m = \frac{\frac{f_t}{f_y} (30 \times r + 1)^2 - 60 \times r - 1}{15 \times r^2} \quad (4.25)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (4.26)$$

Em que  $f_t$  e  $\varepsilon_{sh}$  são respectivamente a tensão máxima durante o endurecimento e a extensão máxima do aço antes da rotura.

#### 4.1.2.4 Compósitos Leves

Para a simulação dos compósitos leves caracterizados no capítulo 3, considerou-se de forma simplificada que o diagrama tensão-deformação em compressão pode ser caracterizado por dois ramos, um elástico-linear e outro referente ao patamar de cedência, Figura 4.6. O comportamento do compósito à tracção não foi tido em conta uma vez que este apenas é solicitado à compressão no sistema de reforço.



**Figura 4.6-** Diagrama típico tensão-deformação do compósito

A relação tensão deformação é dada pelas seguintes expressões:

Ramo elástico

$$f_r = E_r \times \varepsilon_s \quad (4.27)$$

Patamar de cedência

$$f_r = f_{yr} \quad (4.28)$$

Onde,  $f_r$  é a tensão no compósito,  $f_{yr}$  é a tensão de cedência,  $\varepsilon_s$  é a extensão na cedência e  $\varepsilon_{sh}$  é a extensão máxima admitida para o compósito (15%).

#### 4.1.3 Critério de Paragem

Considerou-se que a análise numérica da secção deveria parar sempre que fosse atingido um dos seguintes critérios:

- 1) Entrada em cedência das armaduras de reforço
- 2) Entrada no ramo de endurecimento das armaduras longitudinais iniciais do pilar
- 3) Rotura por esmagamento do betão do núcleo da secção
- 4) Extensão no compósito maior ou igual a 5%

Os critérios 1) e 4) têm como objectivo principal prevenir o funcionamento do sistema de reforço após um primeiro sismo, isto porque, caso as armaduras de reforço entrem em cedência as deformações na zona dos dissipadores deixam de se concentrar apenas nestes e a dissipação de energia fica limitada. O mesmo acontece caso a extensão nos compósitos seja superior a 5%. Para extensões muito elevadas a recuperação do compósito é cada vez mais lenta e limitada. Os critérios 2) e 3) têm como objectivo limitar as tensões na secção do pilar a nível das armaduras e do betão para que a sua capacidade de carga vertical não seja ultrapassada e leve ao colapso do pilar.

#### **4.1.4 Modelação numérica da secção de betão armado com o dissipador de energia DIV**

Utilizando o modelo numérico de fibras da secção descrito, elaboraram-se quatro exemplos de reforço de pilares, que foram posteriormente aplicados na modelação realizada no capítulo 4.2. Em cada exemplo de modelo numérico tentou-se obter secções com uma capacidade resistente o mais eficaz possível, ou seja, tentou-se sempre utilizar o mínimo de compósito e armadura possível.

No reforço dos pórticos de um piso acrescentou-se à secção inicial dois dispositivos de 5 cm numa secção e três dispositivos noutra, em cada uma das faces transversais à acção sísmica. Para o caso do pórtico de 3 pisos considerou-se um reforço com quatro dispositivos de 5 cm numa secção e cinco dispositivos noutra. Esta diferença nas características das secções deve-se ao facto de serem simulados dois tipos de sismo com acelerações de pico diferentes. A Figura 4.7 apresenta o resumo das quatro secções simuladas no modelo de fibras

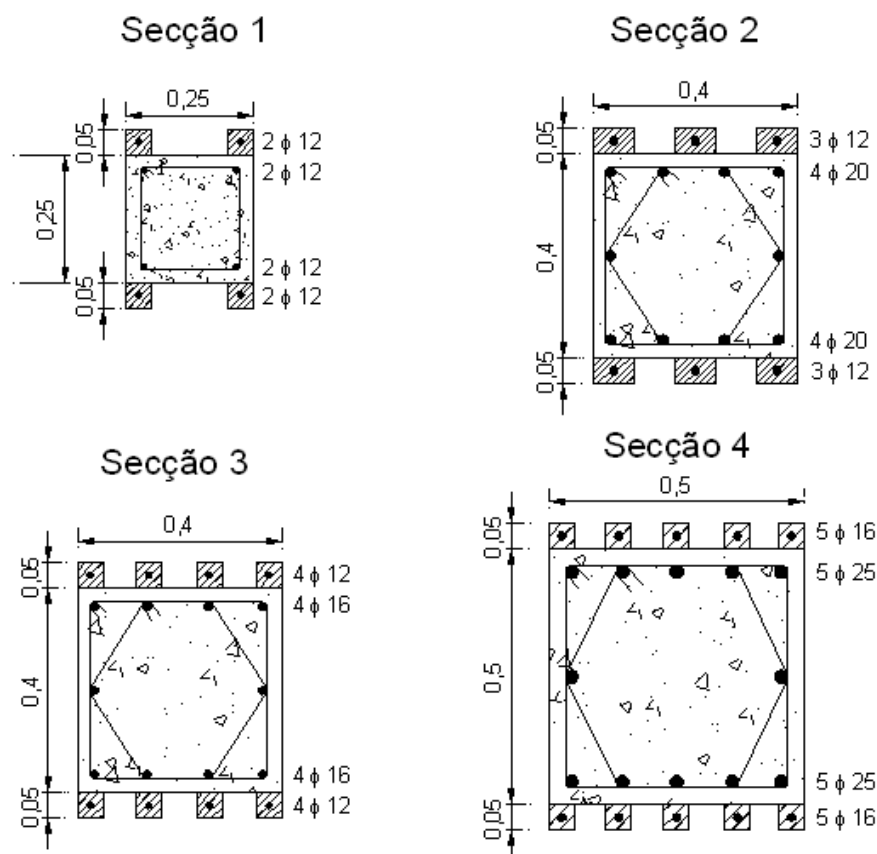


Figura 4.7 - Geometria dos quatro tipos de secções modeladas

As características dos materiais utilizados encontram-se na tabela 4.1.

	Resina		Aço secção		Aço reforço		Betão	
	$f_{yr}$ (MPa)	E (Gpa)	$f_y$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$f_{co}$ (MPa)	$f_{cc}$ (MPa)
Secção 1	54	2,2	500	550	600	660	16	27,7
Secção 2								
Secção 3								
Secção 4								

Tabela 4.1- Características dos materiais para os diferentes exemplos de reforço

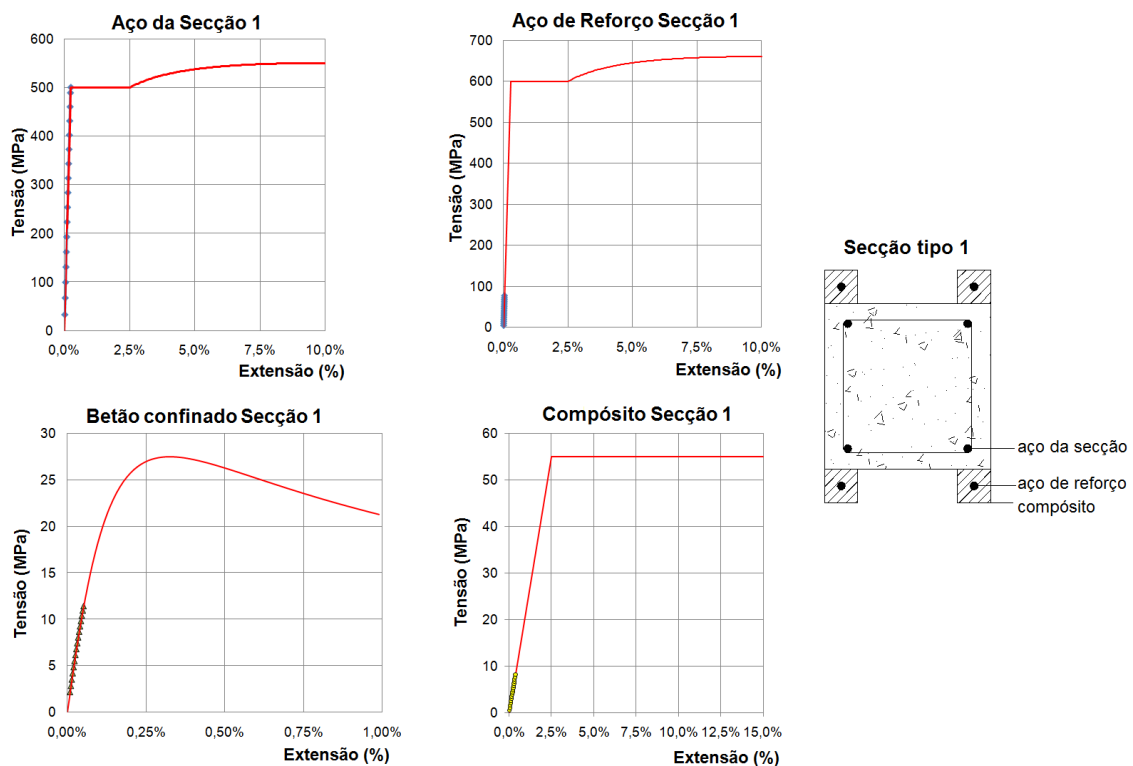
#### 4.1.5 Resultados da análise numérica

##### 4.1.5.1 Diagramas tensão- deformação na base do pilar

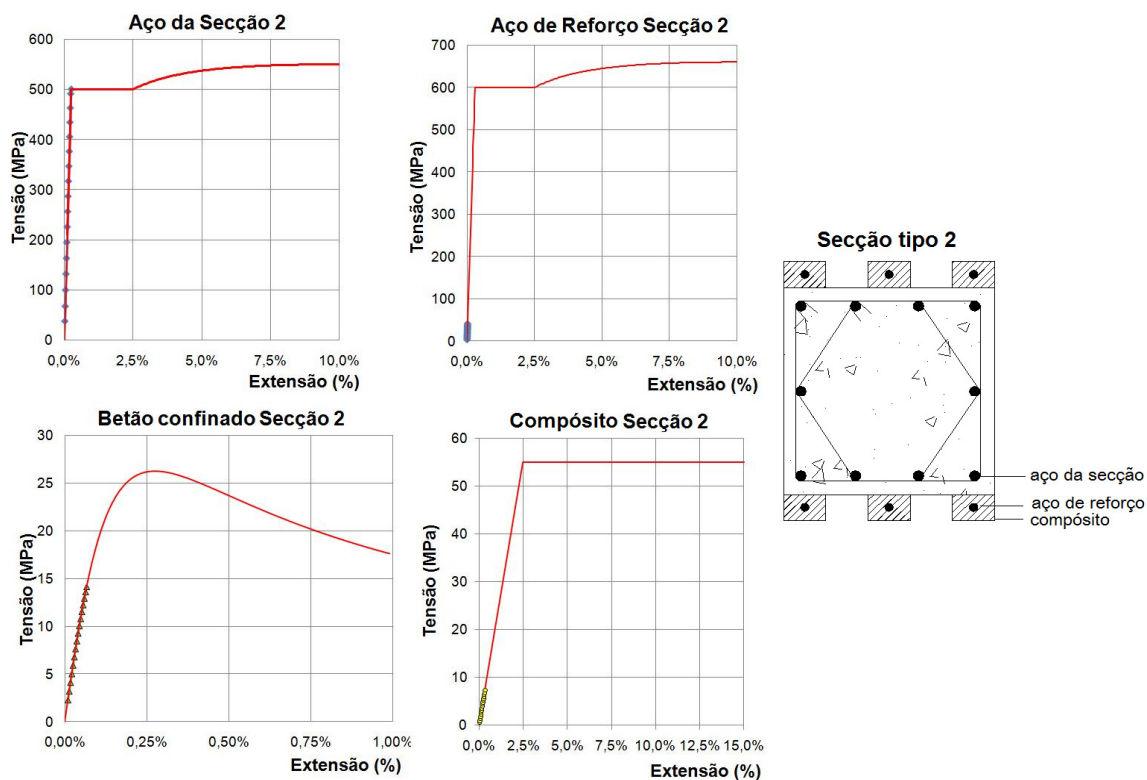
São apresentados nas Figuras 4.8 a 4.19 os diagramas de tensão-deformação para a fibra mais comprimida do betão confinado, para o aço da secção que se encontra na zona mais tracionada, para o aço de reforço e para a fibra do compósito que está posicionada na zona mais comprimida. O diagrama tensão-deformação do aço da secção que se encontra na zona comprimida não é apresentado, porque em nenhum momento são atingidas extensões

superiores à extensão de cedência naquela zona. Os diagramas são expostos em três momentos distintos: a entrada no patamar de cedência do aço da secção, a entrada no patamar de cedência da fibra de compósito mais comprimida e quando esta fibra atinge a extensão de 5%.

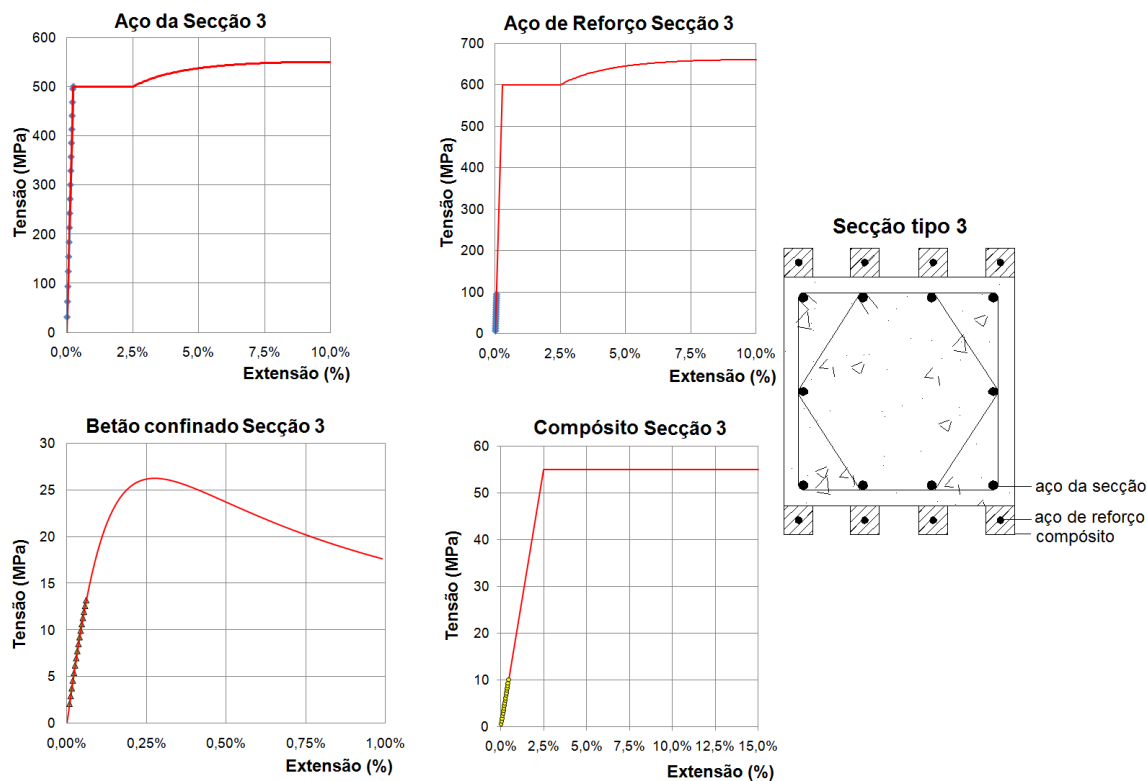
Nas Figuras 4.8 a 4.11 apresentam-se os diagramas tensão – deformação dos diferentes materiais quando o aço da secção reforçada entra no patamar de cedência.



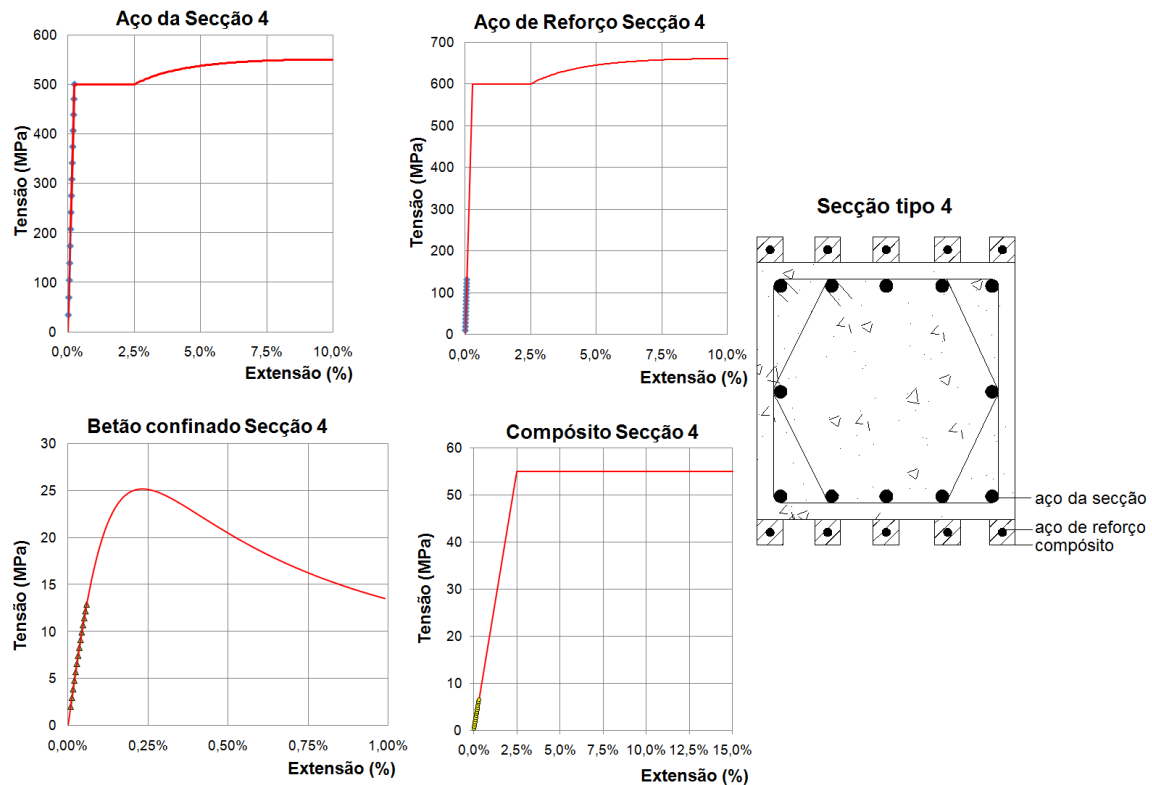
**Figura 4.8-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o aço da secção tipo 1 entra em cedência



**Figura 4.9-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o aço da secção tipo 2 entra em cedência



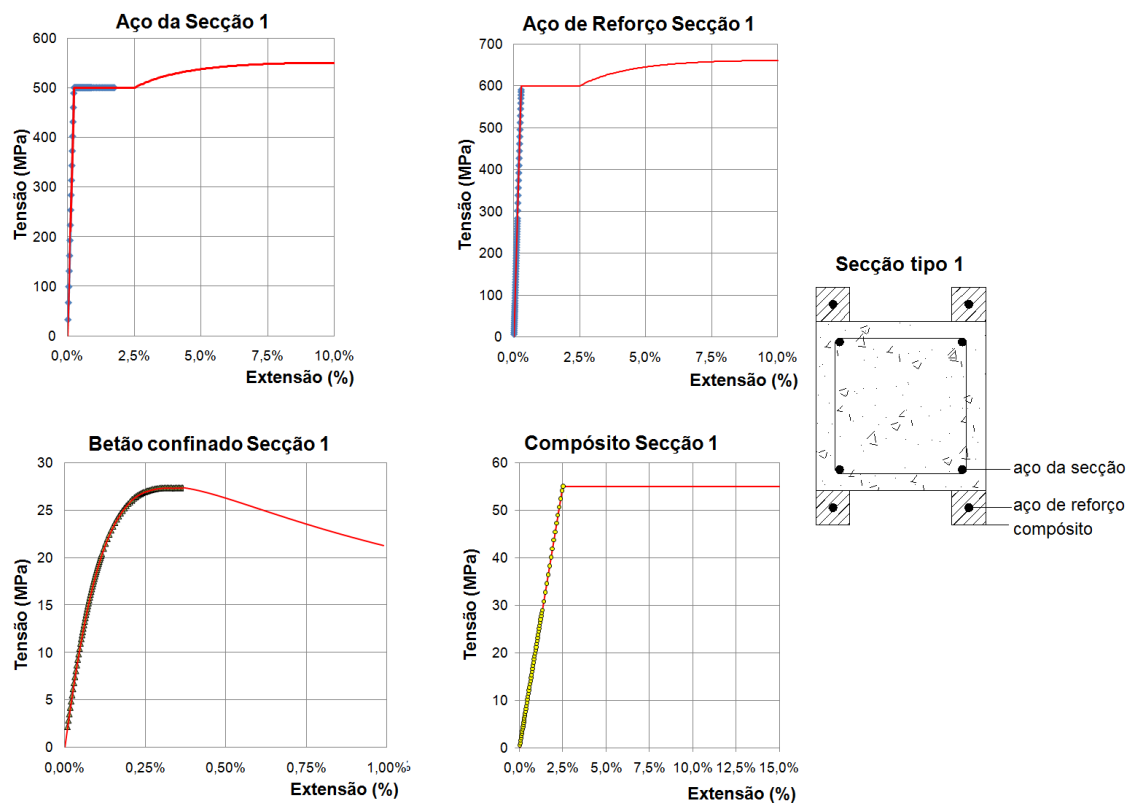
**Figura 4.10-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o aço da secção tipo 3 entra em cedência



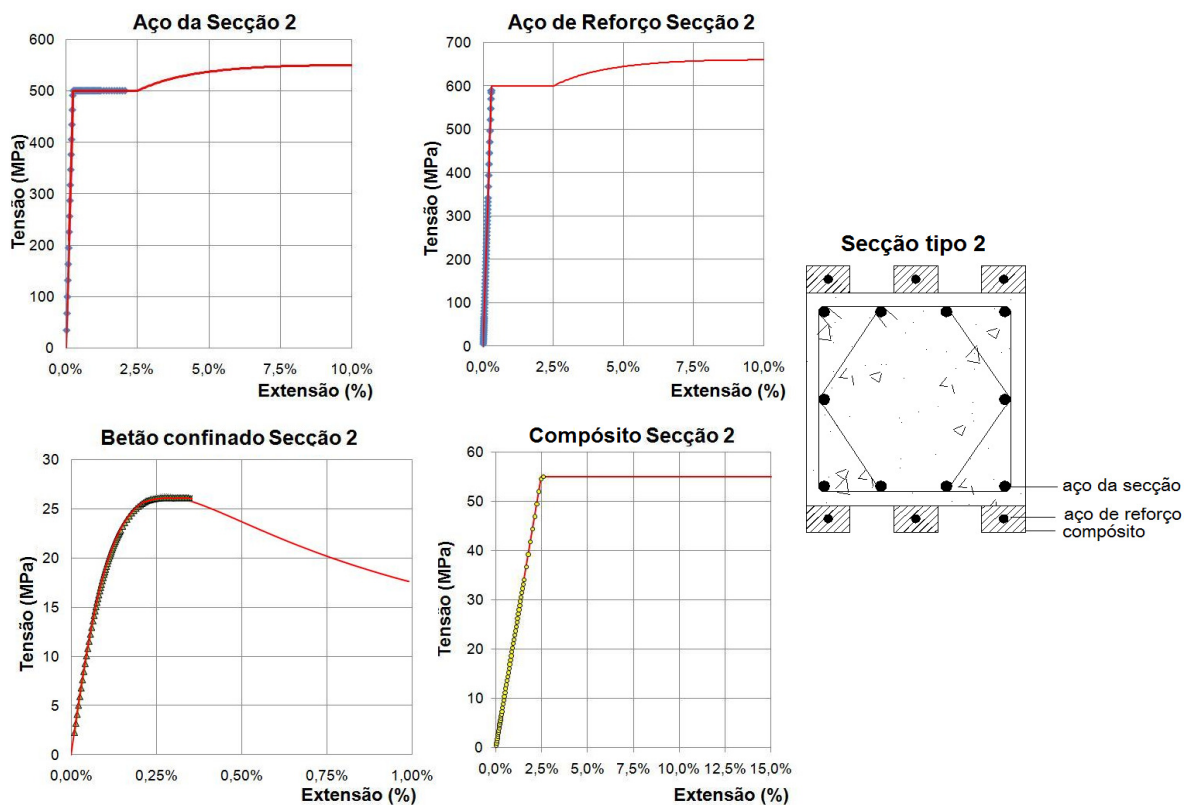
**Figura 4.11-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o aço da secção tipo 4 entra em cedência

Como se pode observar pelas figuras anteriores, quando o aço entra no patamar de cedência os provetes de resina ainda estão numa extensão muito baixa e a zona mais comprimida de betão confinado tem valores de aproximadamente 0,1% de extensão. Em todas as secções o betão confinado ainda se encontra na zona elástica e como tal não atingiu a sua força resistente máxima. Nesta fase de extensões não existem danos nos diversos materiais, mas a partir deste instante o aço sairá do seu ramo elástico. A resposta da distribuição de extensões para os materiais é muito semelhante nas diferentes secções, não existindo uma grande diferença entre diagramas do mesmo material.

Nas Figuras 4.12 a 4.15 apresentam-se os diagramas tensão – deformação dos diversos materiais quando o compósito mais comprimido atinge a tensão de cedência.

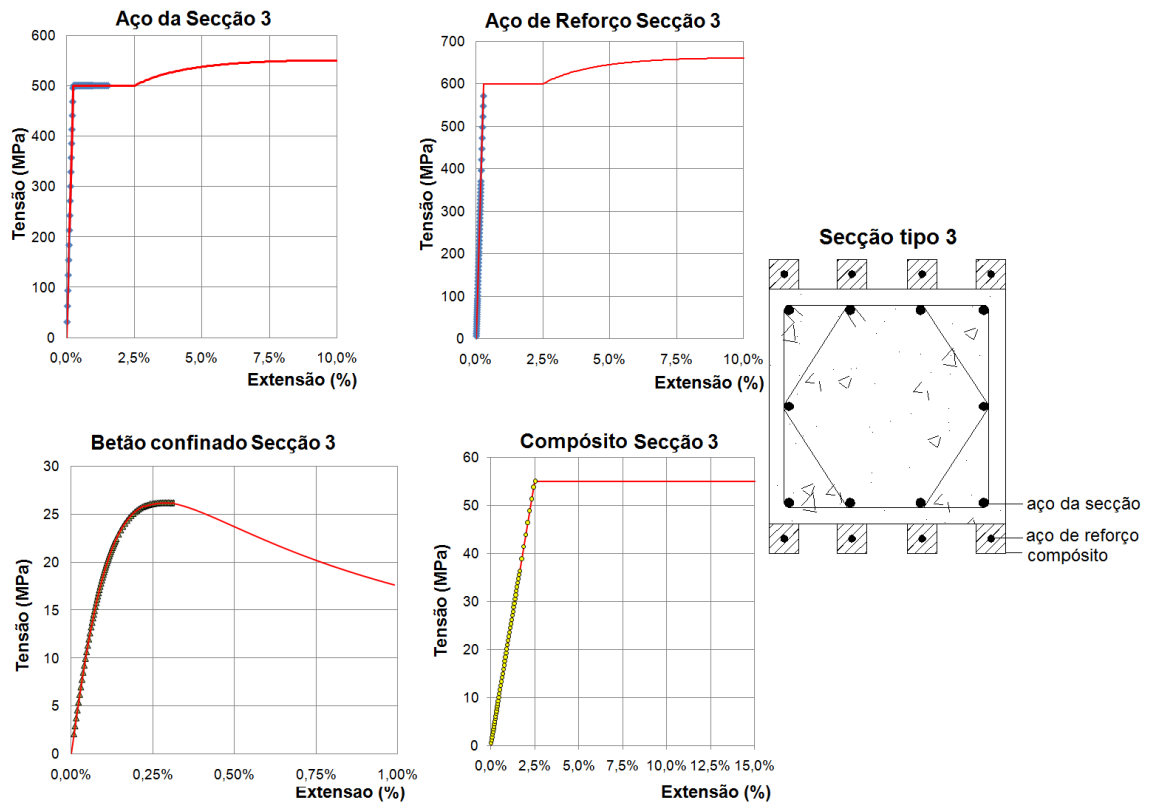


**Figura 4.12-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 1 atinge a sua tensão de cedência

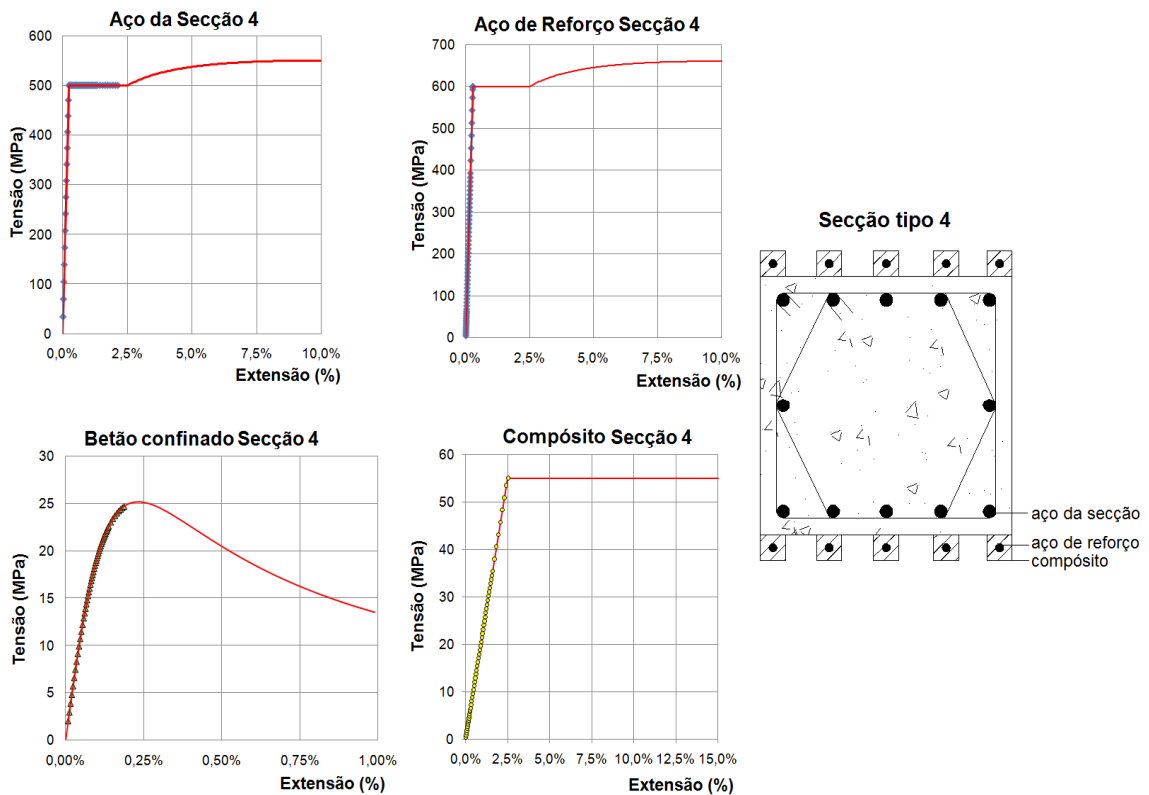


**Figura 4.13-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 2 atinge a sua tensão de cedência





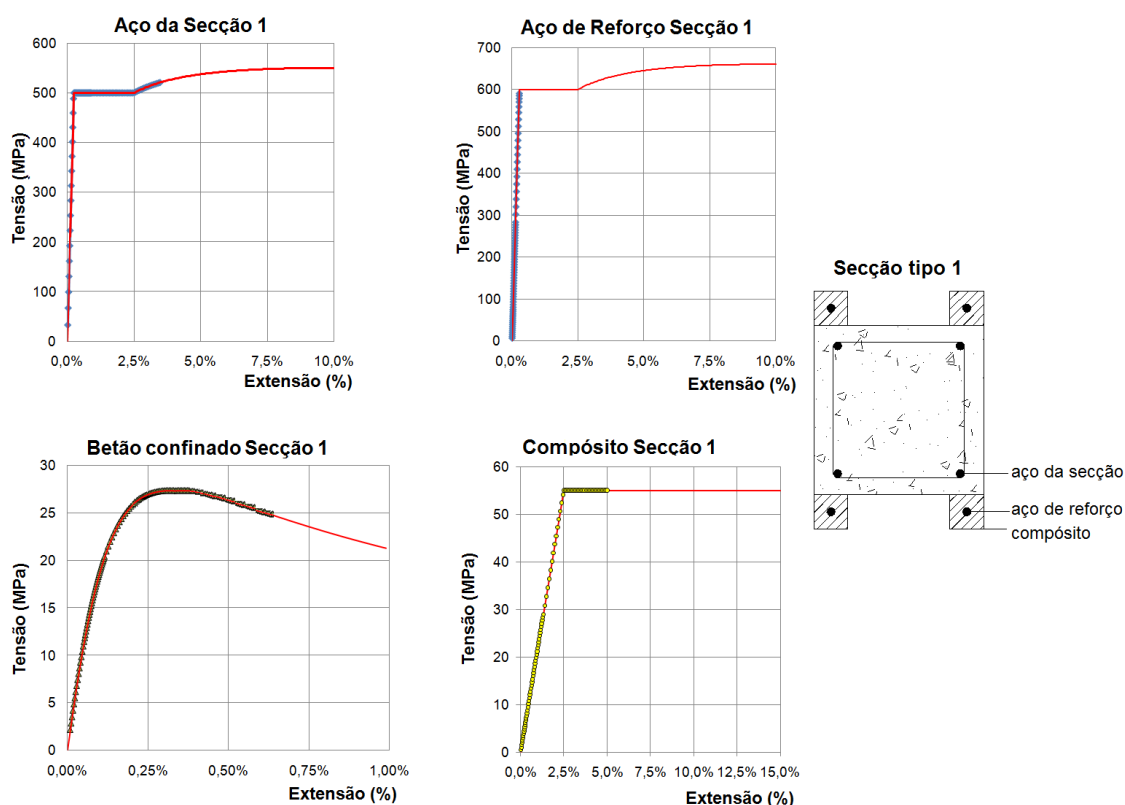
**Figura 4.14-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 3 atinge a sua tensão de cedência



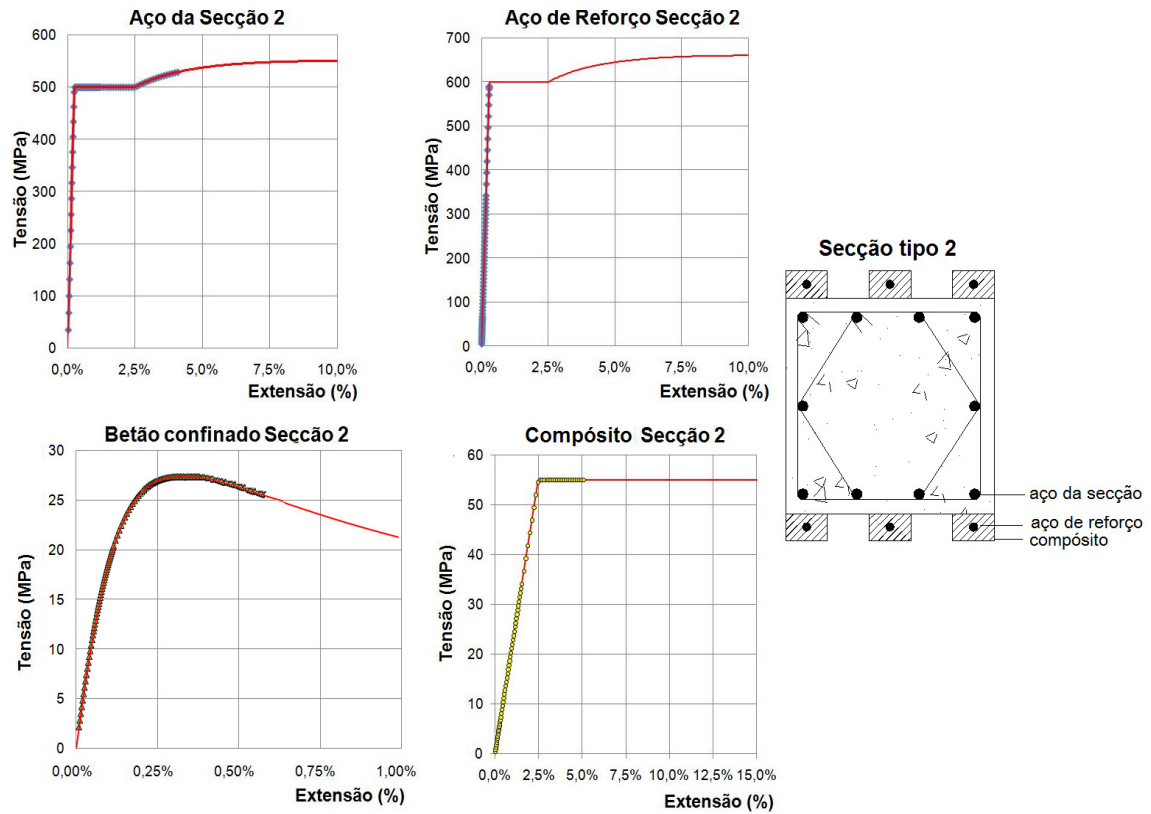
**Figura 4.15-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 4 atinge a sua tensão de cedência

Pelos diagramas das Figuras 4.12 a 4.15 constata-se que em todas as secções quando o compósito atinge a sua extensão de cedência o aço da secção já se encontra num elevado estado de cedência, com extensões superiores a 1,5% em todos os tipos de secção. O betão confinado encontra-se com uma extensão de aproximadamente 0,35% para todas as secções, ou seja, já atingiu a sua tensão máxima de compressão. Para estes valores de extensões pode-se dizer que os pilares começam apresentar alguns danos nos seus materiais estruturais. O aço de reforço continua no seu ramo elástico, tal como tinha sido concebido.

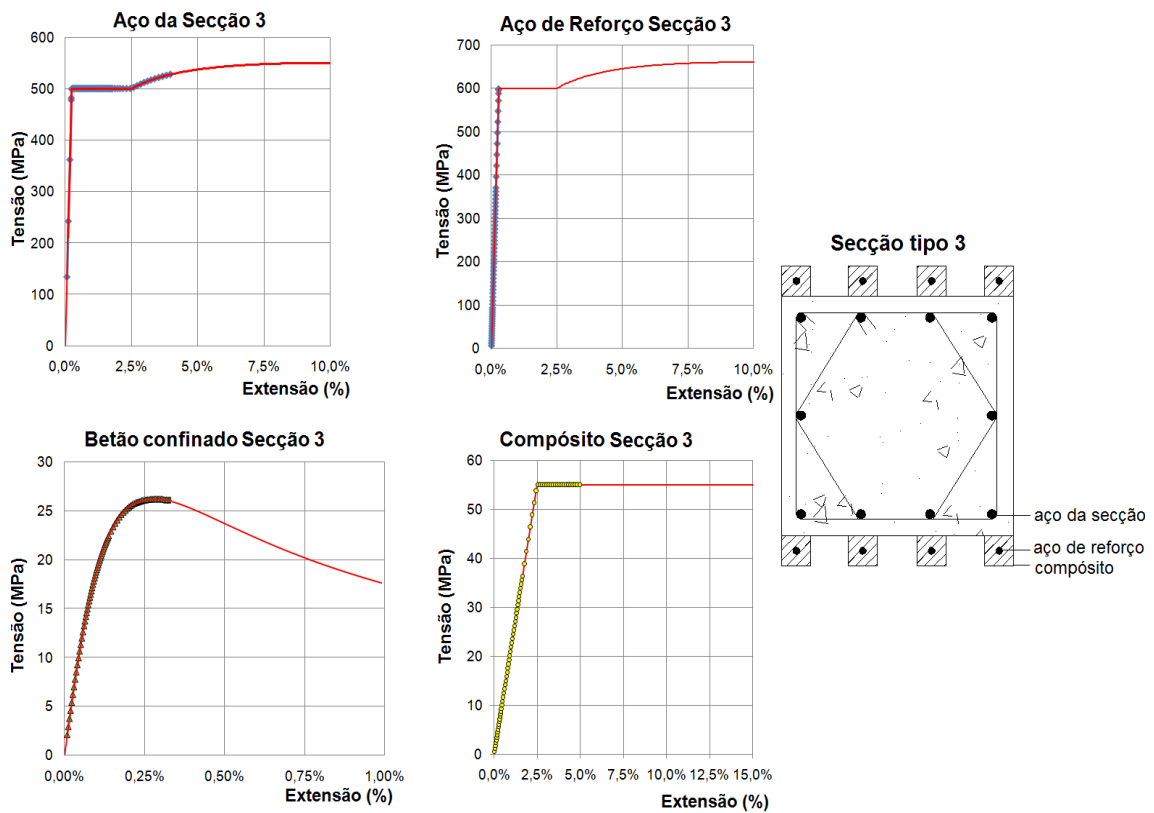
Os diagramas tensão – deformação das Figuras 4.16 a 4.19 mostram o comportamento dos diversos materiais quando o compósito da secção reforçada atinge os 5% de extensão.



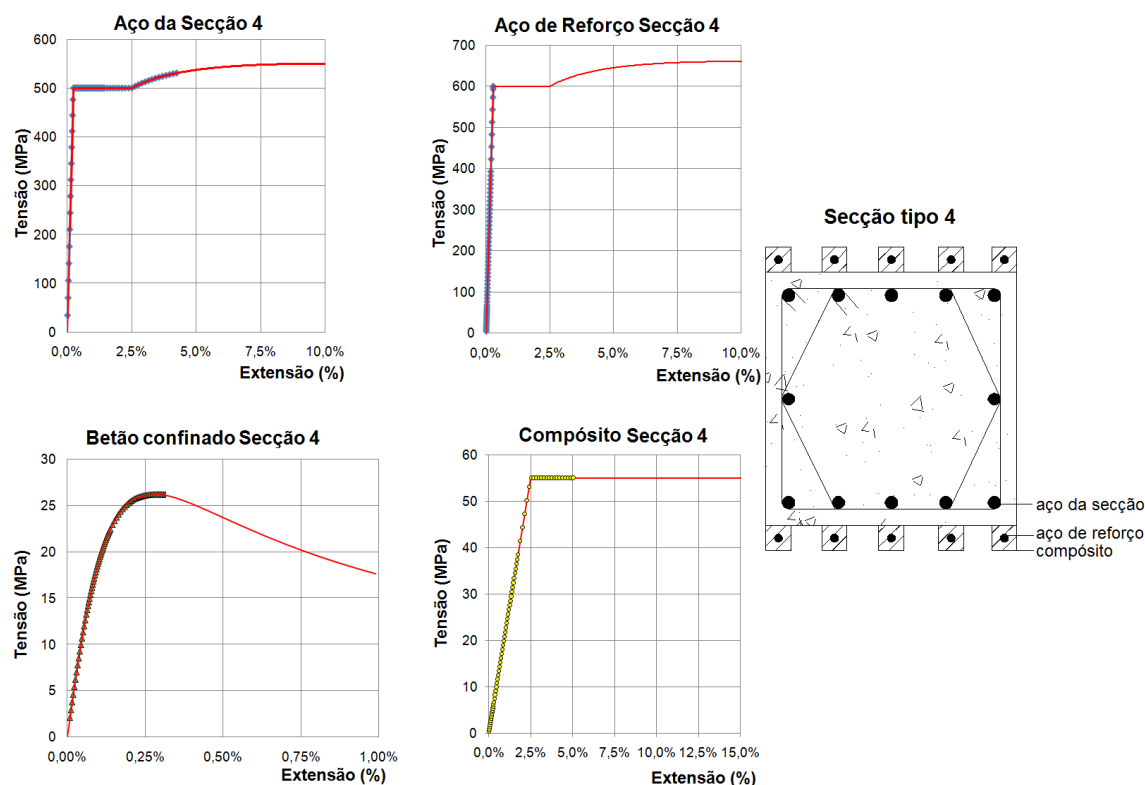
**Figura 4.16-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 1 atinge 5% de extensão



**Figura 4.17-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 2 atinge 5% de extensão



**Figura 4.18-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 3 atinge 5% de extensão



**Figura 4.19-** Diagramas tensão-deformação dos diferentes materiais quando o compósito da secção tipo 4 atinge 5% de extensão

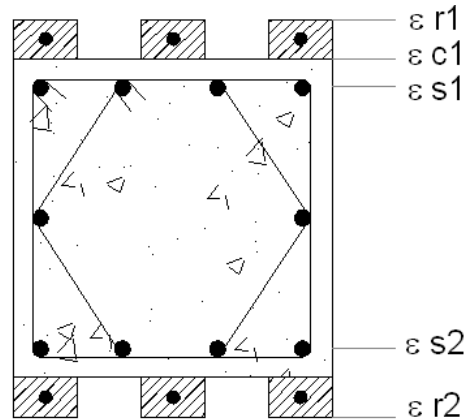
Da observação dos diagramas das Figuras 4.16 a 4.19 pode-se afirmar que a secção dos diferentes pilares já se encontra com alguns danos estruturais, pois o aço inicial já se encontra no ramo de endurecimento em todos os tipos de secção.

Nesta fase já se começa a notar um desempenho diferente nas secções de reforço, como por exemplo das secções tipo 3 e 4, em que o betão nesta fase ainda continua na sua tensão máxima ao contrário do que acontece nas outras secções. O aço inicial é o material estrutural que apresenta os maiores danos, já tendo atingido a zona de endurecimento em todas os tipos de secções, sendo a secção tipo 3 a menos danificada. O aço de reforço encontra-se no limite do ramo elástico, como tinha sido projectado, uma vez que os dispositivos DIV são dimensionados para entrarem em cedência antes das armaduras de reforço.

#### 4.1.5.2 Diagramas de deformação na secção da base do pilar

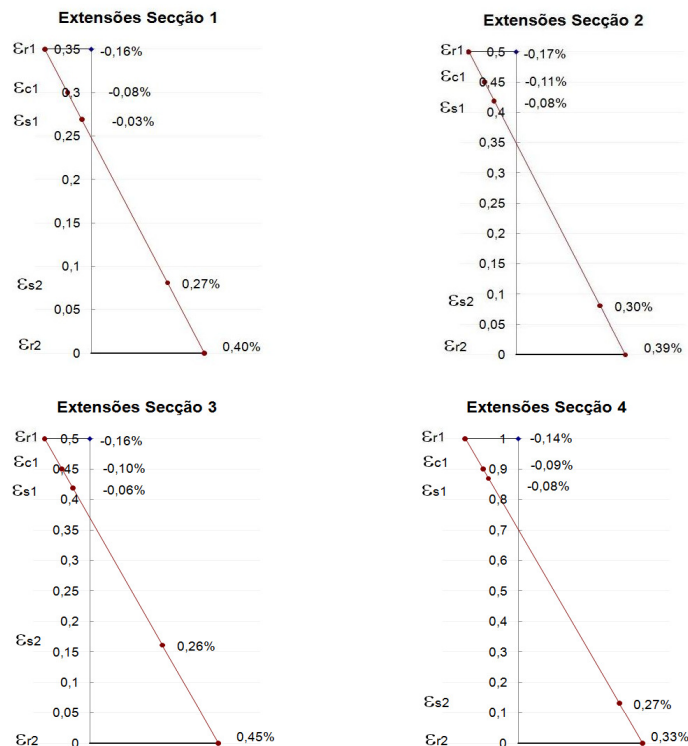
Nas Figuras 4.21 a 4.23 são apresentados os diagramas de deformação da secção, para os diferentes reforços nos diferentes instantes em estudo. São apresentados valores de extensão em cinco pontos diferentes,  $\epsilon_{r1}$  representa o ponto mais distante do compósito à linha neutra e que está situado na zona de compressão,  $\epsilon_{c1}$  representa a fibra de betão mais comprimida,  $\epsilon_{s1}$

caracteriza a extensão da armadura da secção situada na zona comprimida,  $\varepsilon_s$  indica a extensão da armadura da secção que está situada na zona de tracção e  $\varepsilon_r$  mostra a extensão no filamento mais distante do compósito à linha neutra e que está situado na zona de tracção, Figura 4.20.



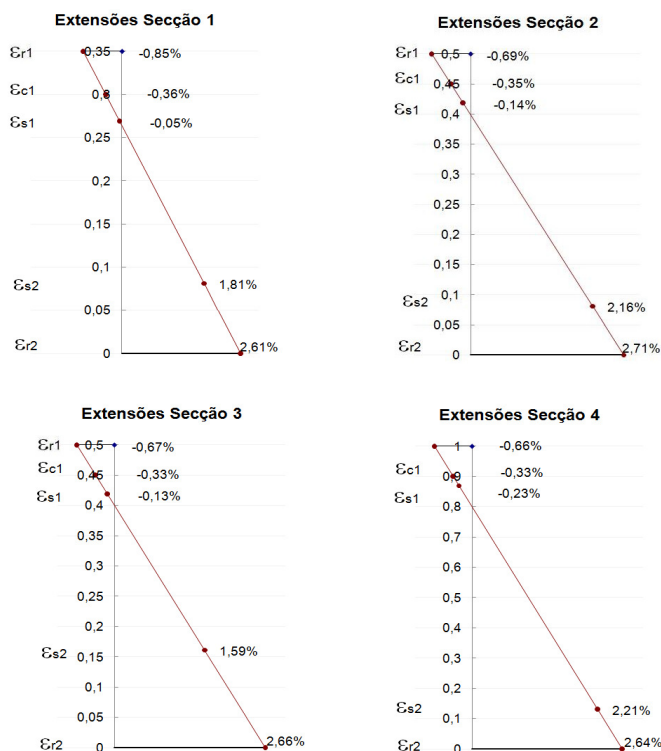
**Figura 4.20** – Exemplo de secção com a identificação dos pontos de extensão

Na Figura 4.21 apresentam-se os diagramas de deformação no instante em que o aço inicial atinge a sua extensão de cedência.



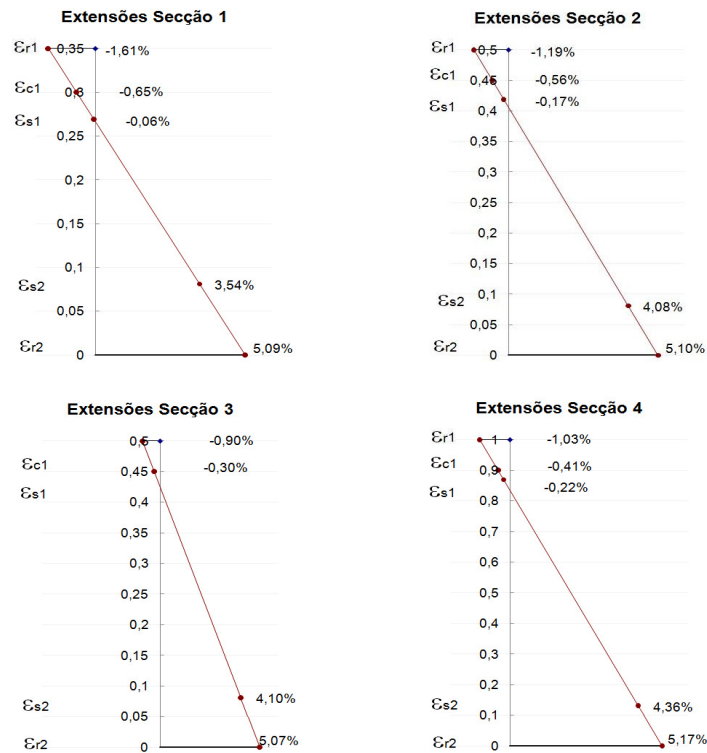
**Figura 4.21**- Diagramas de deformação das diferentes secções quando o aço inicial atinge a sua tensão de cedência

Na Figura 4.22 apresentam-se os diagramas de deformação no instante em que a fibra de compósito na zona mais comprimida da secção atinge a sua tensão de cedência.



**Figura 4.22-** Diagramas de deformação das diferentes secções quando o compósito na zona mais comprimida atinge a sua tensão de cedência

Os diagramas de deformação apresentados na Figura 4.23 correspondem ao instante em que o compósito atinge os 5% de extensão na zona da secção mais comprimida.



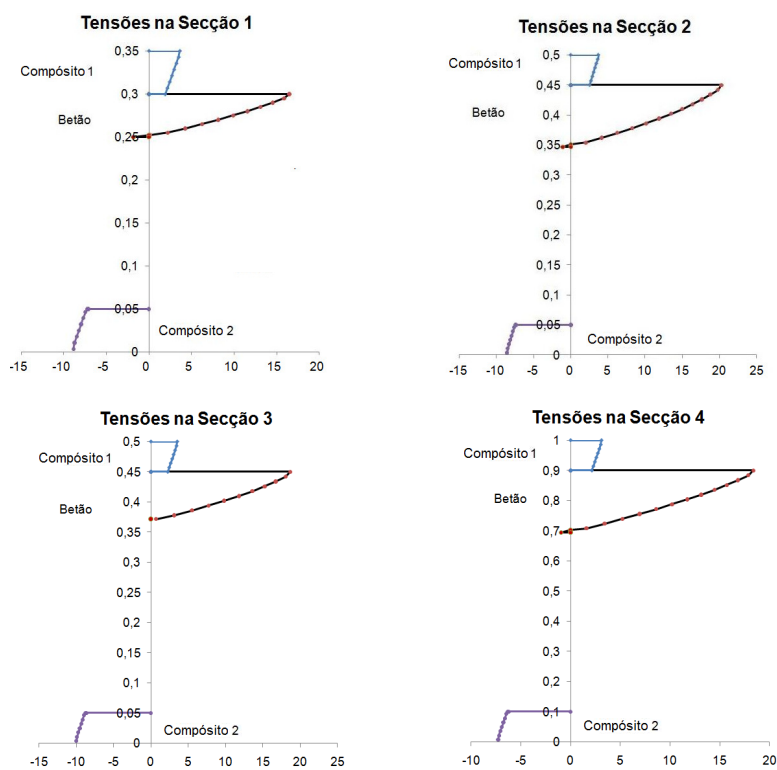
**Figura 4.23-** Diagramas de deformação das diferentes secções quando o compósito na zona mais comprimida atinge os 5% de extensão

Como se pode constatar, admitindo de forma simplificada que as secções se mantêm planas na deformação, todas elas têm um comportamento muito semelhante no que diz respeito à distribuição de extensões. O posicionamento da linha neutra para as secções 2 e 3 é muito idêntico devido às semelhanças na geometria.

#### 4.1.5.3 Diagramas de tensão na secção da base do pilar

Nas Figuras 4.24 a 4.26 são apresentados os diagramas de tensão no compósito e no betão para os diferentes tipos de secções de pilares. A zona correspondente ao *Compósito 1* mostra a distribuição de tensões no DIV menos comprimido, a zona de *Betão* representa a distribuição de tensões no betão comprimido e a área correspondente ao *Compósito 2* indica o andamento das tensões no DIV comprimido na zona de tracção da secção.

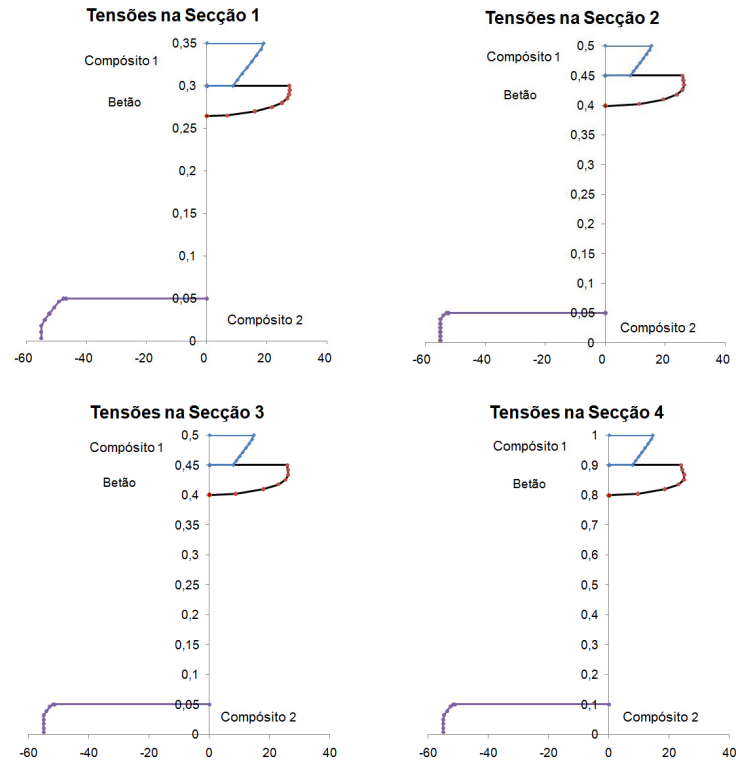
Na Figura 4.24 mostram-se os diagramas de tensões ao longo da secção transversal quando o aço inicial atinge a sua extensão de cedência.



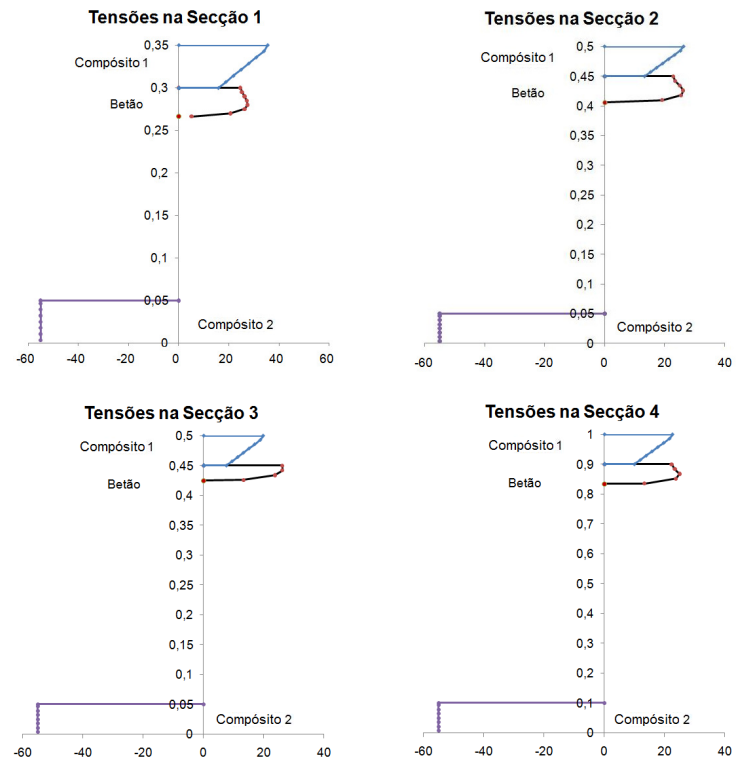
**Figura 4.24-** Diagramas de tensões no betão e no DIV dos diferentes tipos de secções quando o aço inicial atinge a sua tensão de cedência

Os diagramas de tensões apresentados na Figura 4.25 correspondem ao instante em que a fibra mais distante da linha neutra no compósito mais comprimido atinge a cedência e na Figura 4.26 quando atinge os 5% de extensão.





**Figura 4.25-** Diagramas de tensões no betão e no DIV dos diferentes tipos de secções quando a fibra mais distante da linha neutra no compósito mais comprimido atinge a sua tensão de cedência



**Figura 4.26-** Diagramas de tensões no betão e no DIV dos diferentes tipos de secções quando a fibra mais distante da linha neutra no compósito mais comprimido atinge uma extensão de 5%.

Pelos diagramas anteriores constata-se que a posição da linha neutra mantém-se praticamente constante a partir do momento em o DIV mais comprimido entra em cedência. Não existe uma grande variação de tensão na zona de betão comprimido, ao contrário das tensões nos compósitos que aumentam à medida que as deformações na secção aumentam. Contudo, as tensões no DIV colocado na zona de tracções da secção transversal são sempre superiores ao do DIV colocado na zona oposta que nunca chega a atingir o patamar de cedência.

Analisando os diagramas anteriores, pode-se referir que a situação ideal seria ter um material compósito com uma rigidez mais elevada e com uma tensão de cedência menor, o que corresponderia a uma extensão de cedência menor. De modo a que quando fosse atingido o patamar de cedência no dispositivo mais comprimido o aço da secção não tivesse uma extensão tão elevada, e consequentemente a secção não apresentasse tantos danos estruturais devido a deformações.

#### 4.1.5.4 Diagrama momento – rotação na secção

Na Figura 4.27 apresentam-se os diagramas de momento-rotação na base do pilar para os diferentes tipos de secções estudadas. O momento da secção foi calculado tendo por base a expressão 4.5 e o valor da rotação foi calculado a partir da extensão dos dispositivos DIV.

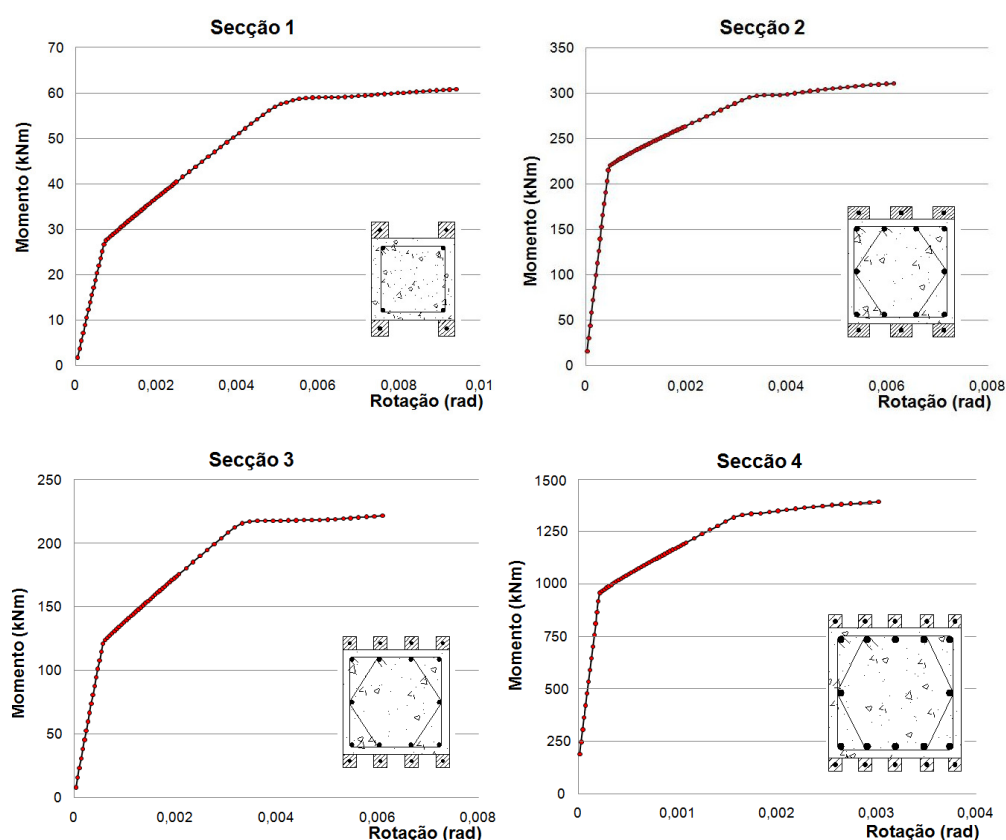
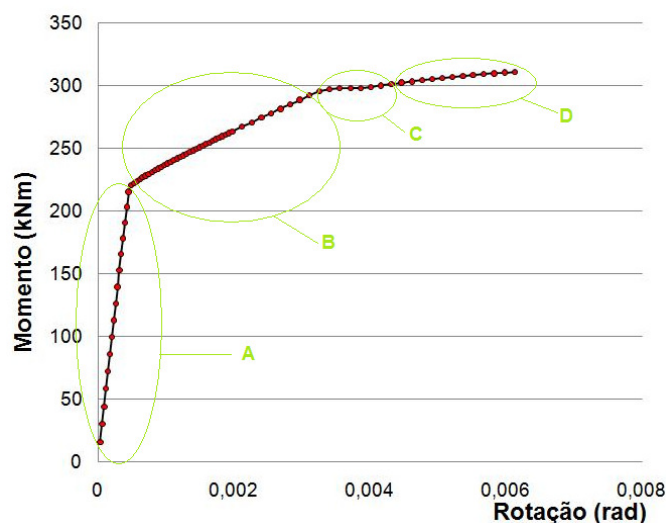


Figura 4.27- Gráficos momento-rotação das secções reforçadas com dispositivo DIV

Tal como era expectável, as secções de maiores dimensões e com mais armadura têm maior momento resistente. Outro aspecto a realçar é a rotação na base do pilar, onde as secções com maiores dimensões apresentam uma menor rotação, o que também era expectável atendendo a que se considerou um dispositivo com 5 centímetros de altura em todas as secções.

Como se pode observar pela análise das diversas secções apresentadas na Figura 4.27, todos os diagramas momento-rotação são caracterizados por três ramos, correspondentes a três declives diferentes. Isto acontece devido à entrada em cedência dos diferentes materiais, como se pode perceber pela Figura 4.28.

A zona *A* representa a evolução do momento da secção enquanto o aço inicial está em regime elástico. Para extensões pequenas a capacidade resistente da secção é dada pela força resultante do aço tracionado. Quando a extensão na zona correspondente ao aço for superior à sua extensão de cedência, o momento da secção começa a ser influenciado pelo andamento do dispositivo DIV mais comprimido (zona *B*), dado que a tensão no aço torna-se constante e no compósito a tensão aumenta com o acréscimo de extensões. No instante em que o compósito do dispositivo DIV atinge a sua tensão de cedência o momento resistente da secção torna-se praticamente constante, isto deve-se ao facto da tensão do aço e no compósito permanecerem constantes com o aumento de deformação (zona *C*). A partir do momento em que a extensão no aço atingir a zona de endurecimento o momento voltará a aumentar, zona *D*.



**Figura 4.28-** Divisão em zonas distintas do diagrama momento rotação para as secções reforçadas

## **4.2 Comportamento de estruturas de betão armado com dissipadores DIV – análise paramétrica**

Ao longo dos capítulos anteriores caracterizou-se os materiais e procurou-se encontrar o modelo mecânico com melhor desempenho experimental. Depois de se constatar que o melhor dispositivo seria o de compressão realizou-se uma análise do comportamento de vários tipos de secções reforçadas com este tipo de dissipador.

As características dos materiais e o comportamento do sistema estudado no capítulo 3, serviram de base aos materiais utilizados no modelo de fibras desenvolvido (4.1), o qual permitiu simular o diagrama momento – rotação que caracteriza o comportamento monotónico da secção dos pilares reforçados com dispositivos DIV quando sujeitos a flexão composta.

Neste subcapítulo vai-se aplicar o dispositivo DIV a estruturas de betão armado, para se tentar compreender a influência do dissipador na resposta sísmica das estruturas foi realizada uma análise paramétrica onde se variou os seguintes parâmetros:

1. Geometria da estrutura
2. Secções dos pilares
3. Tipo de acção sísmica
4. Rigidez da estrutura
5. Carregamento vertical.

#### 4.2.1 Parâmetros da Análise

##### 4.2.1.1 Geometria das Estruturas

A variação da geometria das estruturas analisadas é um parâmetro fundamental para se obter um estudo mais abrangente sobre a influência do dispositivo no comportamento da estrutura face à ocorrência de um sismo. De modo a obter um melhor controlo a nível dos resultados da modelação, optou-se simplificada por realizar apenas análises de pórticos bidimensionais.

Neste estudo analisaram-se duas estruturas, uma com três pisos e outra de apenas um piso. As plantas e alçados dos pórticos estudados estão indicados nas Figuras 4.29 e 4.30. O primeiro pórtico (P1) é constituído apenas por um piso, com uma altura de 3,5 metros e um vão de 8 m, Figura 4.29.

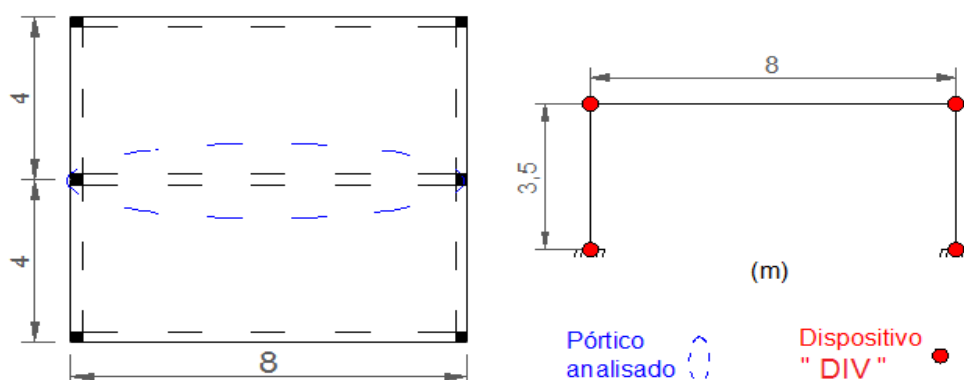


Figura 4.29 - Geometria em planta e alçado do pórtico P1

O segundo pórtico (P2) é constituído por três pisos, dois vãos de 8 m em cada piso e um pé direito de 3,5 m, Figura 4.30.

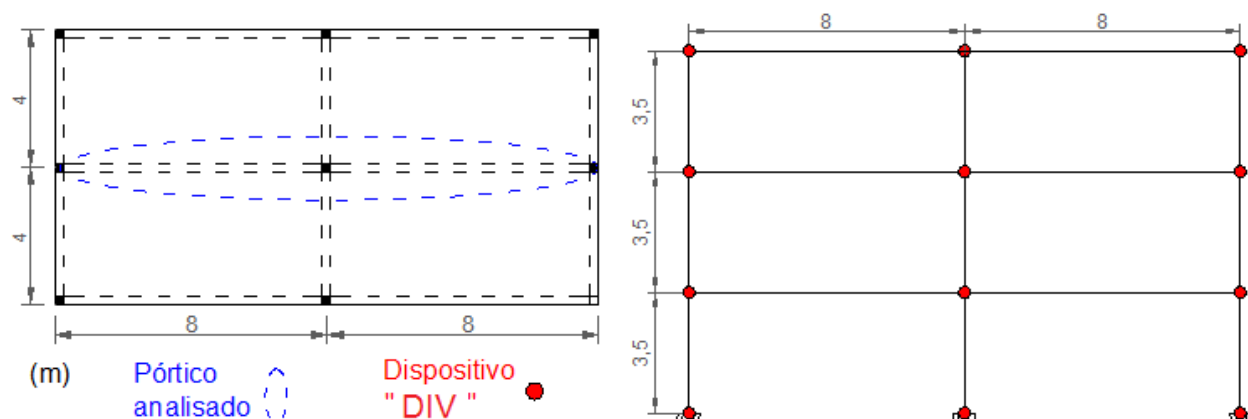


Figura 4.30 - Geometria em planta e alçado do pórtico P2

Para cada estrutura estudaram-se as hipóteses com e sem aplicação do dissipador DIV.

#### 4.2.1.2 Secções da Estrutura

A secção transversal dos pilares foi outro dos aspectos que se fez variar ao longo das análises realizadas.

Admitiu-se inicialmente que os pilares constituintes da estrutura não tinham capacidade resistente para suportar a acção sísmica, daí ser necessário proceder ao seu reforço. A acção de reforço dos pilares consistiu no aumento da secção de betão armado e da armadura longitudinal. Em cada pórtico optou-se por estudar dois sistemas de reforço, o primeiro consistiu em aumentar a secção transversal de betão armado em todos os pilares, P1-RSD1 e P1-RSD2, o segundo consistiu em aumentar a secção transversal dos pilares com betão armado e aplicar na base e no topo dos mesmos os dissipadores DIV, P1-RCD1 e P1-RCD2. As Figuras 4.31 e 4.32 apresentam as secções transversais na base e no topo dos pilares adoptadas ao longo da análise paramétrica.

#### Pórtico de um piso e um vão

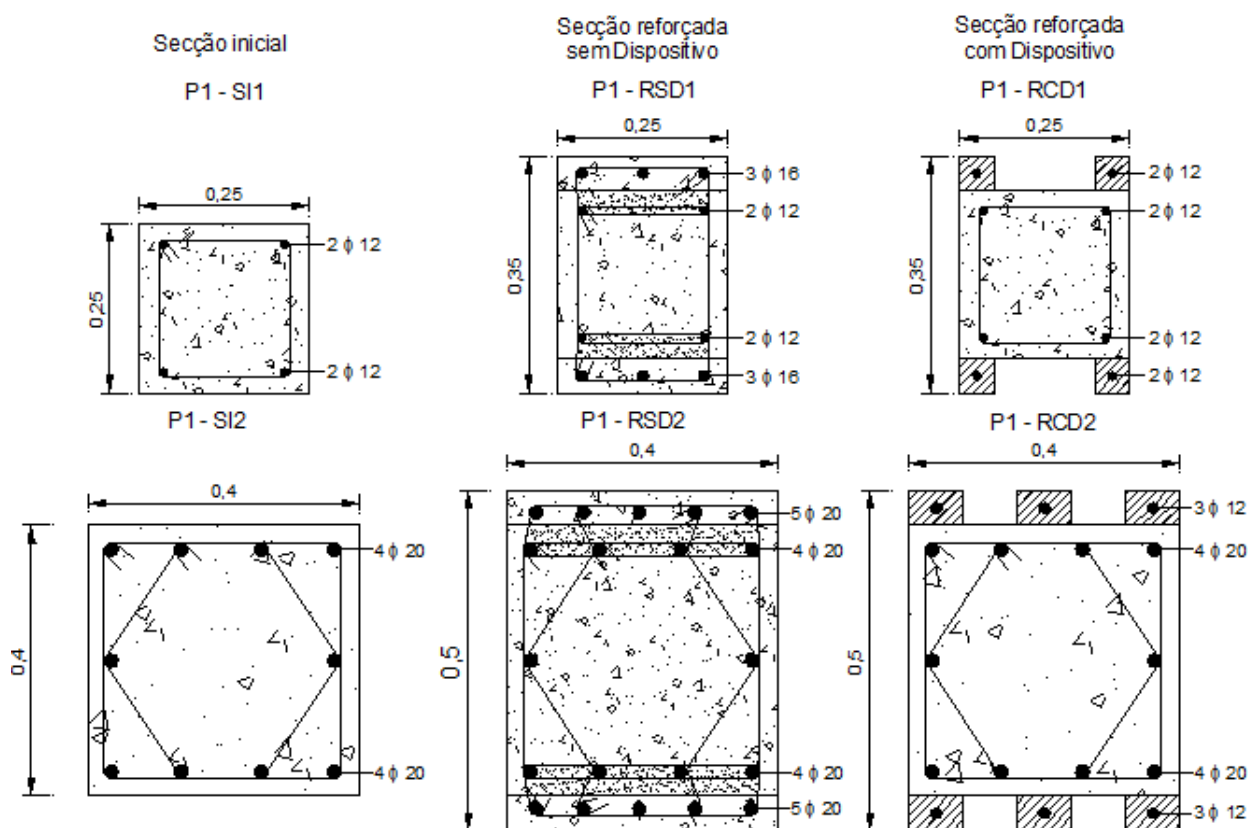


Figura 4.31- Secções utilizadas na análise do pórtico P1

Para o pórtico de um piso, admitiu-se que para a actuação do sismo tipo do RSA, a secção inicial dos pilares seria de 0,25 x 0,25 m, P1-SI1, Figura 4.31. No caso da acção sísmica equivalente ao sismo de Northridge, considerou-se uma secção inicial de 0,40 x 0,4 m, P1-SI2, devido à existência de acelerações de pico muito superiores.

### Pórtico de três pisos e dois vãos

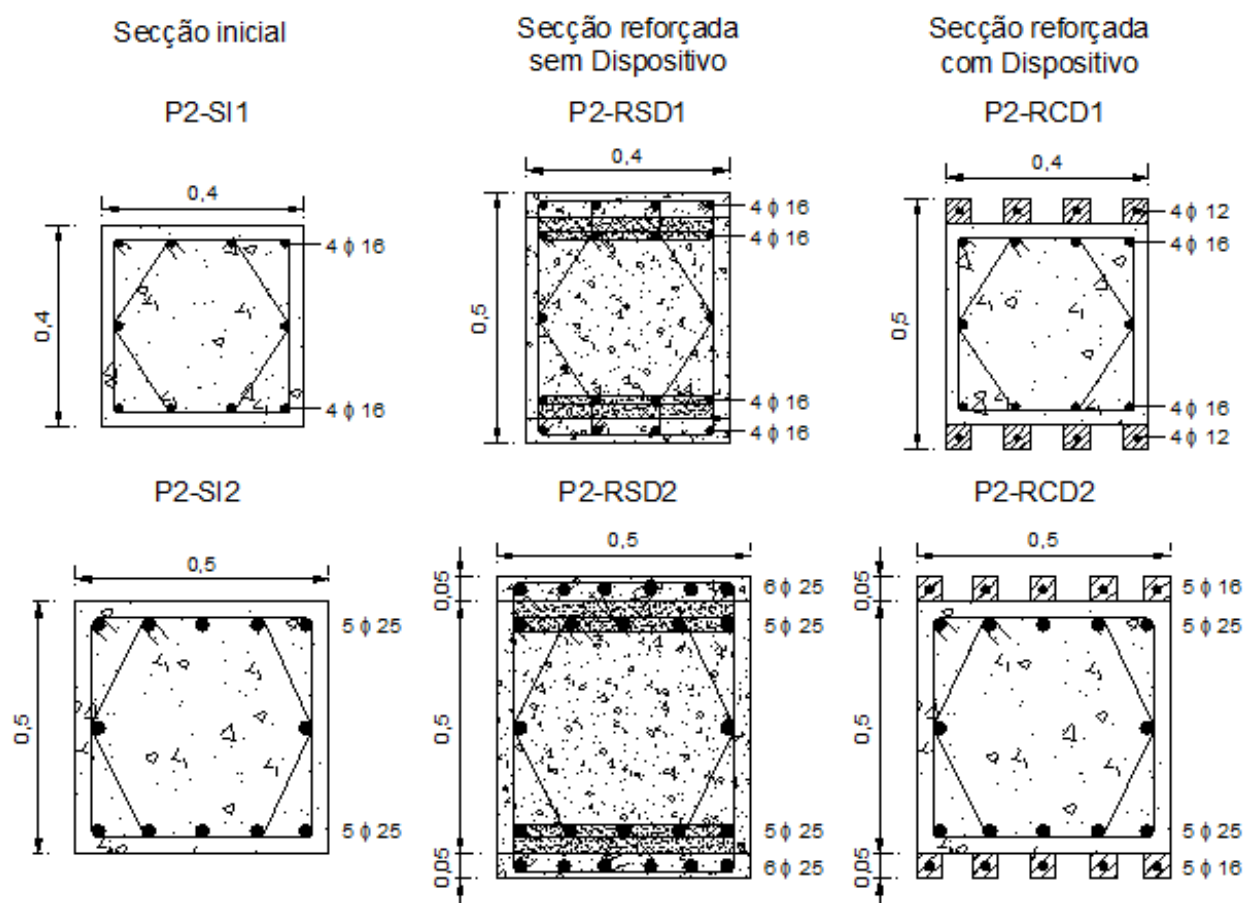
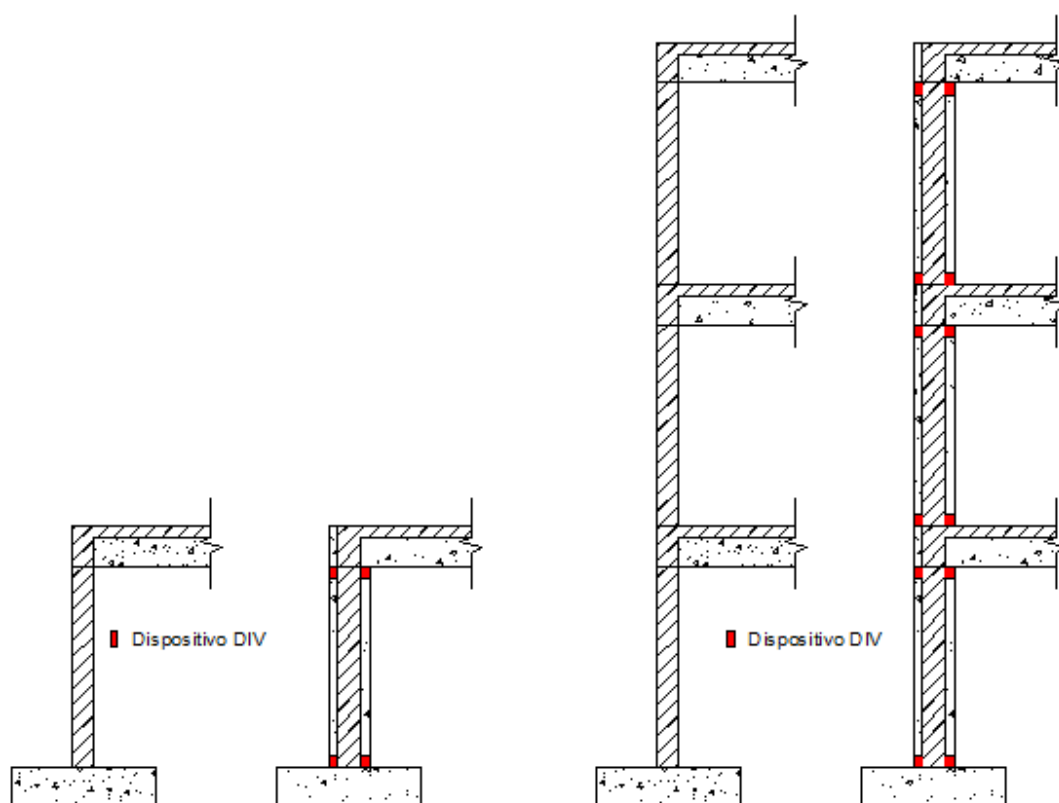


Figura 4.32- Secções utilizadas na análise do pórtico P2

No pórtico de três pisos considerou-se para a actuação do sismo tipo do RSA uma secção inicial de 0,4 x 0,4 m e para o sismo de Northridge uma secção inicial de 0,5 x 0,5 m, pelas mesmas razões descritas anteriormente.

Na Figura 4.33 pode-se observar o esquema de pilares reforçados com dispositivos DIV na base e no topo dos pilares.



**Figura 4.33-** Exemplo esquemático de pilares reforçados com dissipadores DIV

#### 4.2.1.3 Rigidez da Estrutura

O terceiro parâmetro que se fez variar no estudo paramétrico com o dispositivo de dissipação de energia DIV foi a rigidez do material estrutural. Decidiu-se fazer uma análise sem considerar a fendilhação da secção dos pilares durante a acção sísmica e outra onde se considerou o efeito da mesma. Quando existe fendilhação excessiva ou degradação do betão, deve-se definir para as secções afectadas uma nova rigidez de modo a contabilizar esses efeitos. Simplificadamente pode-se admitir metade da rigidez inicial para secções fendilhadas (Appleton and Saraiva 2006).

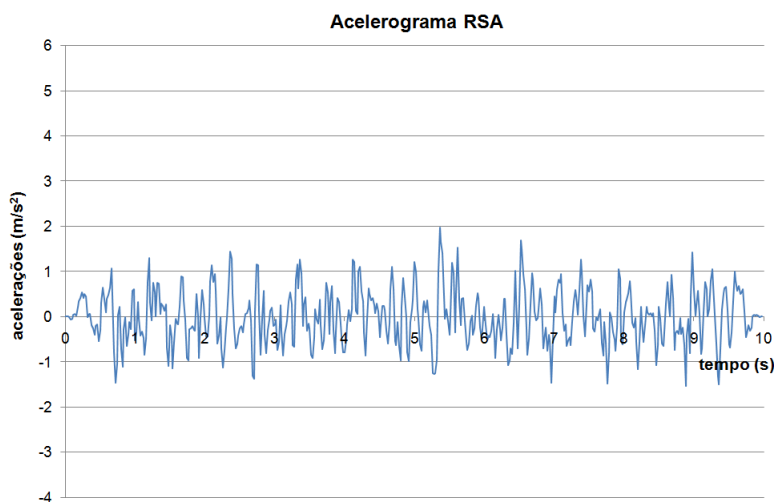
De modo a verificar o efeito da influência da diminuição de rigidez da estrutura no desempenho do dissipador durante uma acção sísmica, realizaram-se duas análises para cada pórtico. Uma com o módulo de elasticidade correspondente ao betão utilizado para o dimensionamento da secção (C16/20  $E=27,9$  GPa) e outra com 50% desse valor.



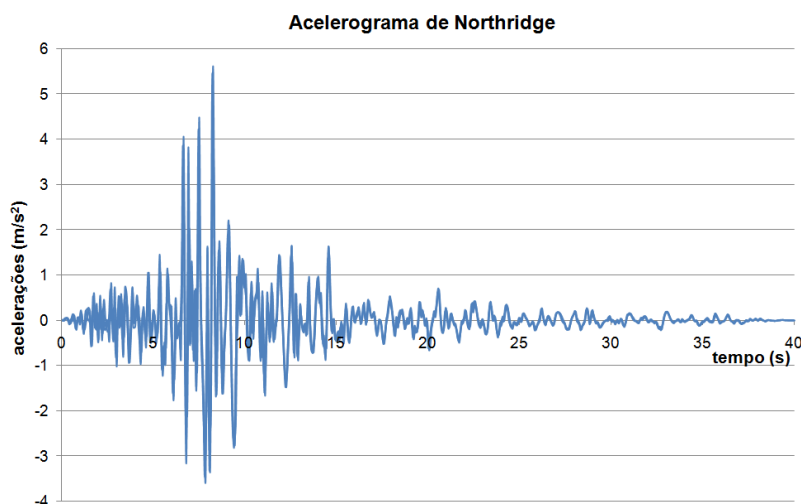
#### 4.2.1.4 Tipo de Acção

Para a caracterização da resposta da estrutura a uma acção sísmica foram considerados dois sismos, um sismo tipo 1 do RSA (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes) para um solo I e a uma acção sísmica equivalente ao sismo de Northridge de 21 de Janeiro de 1994 no estado da Califórnia. Optou-se por utilizar dois sismos diferentes de modo a analisar o comportamento das diferentes estruturas reforçadas, durante a actuação de um sismo moderado (RSA) e de um sismo forte (Northridge).

As acções sísmicas foram introduzidas no programa SAP2000 através de uma história de acelerações ao longo do tempo. A Figura 4.34 e Figura 4.35 representam o andamento das acelerações do sismo tipo do RSA e do sismo de Northridge, respectivamente. O primeiro acelerograma corresponder a uma simulação do sismo tipo 1 do RSA e foi obtido do relatório nº3 do Projecto Risco Sísmico (Tavares 1998), o segundo corresponde a dados obtidos por sismógrafos durante a acção sísmica e foi retirado do site do Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER 2010)



**Figura 4.34-** Acelerograma do sismo típico do RSA (Tavares 1998)



**Figura 4.35-** Acelerograma do sismo de Northridge (PEER 2010)

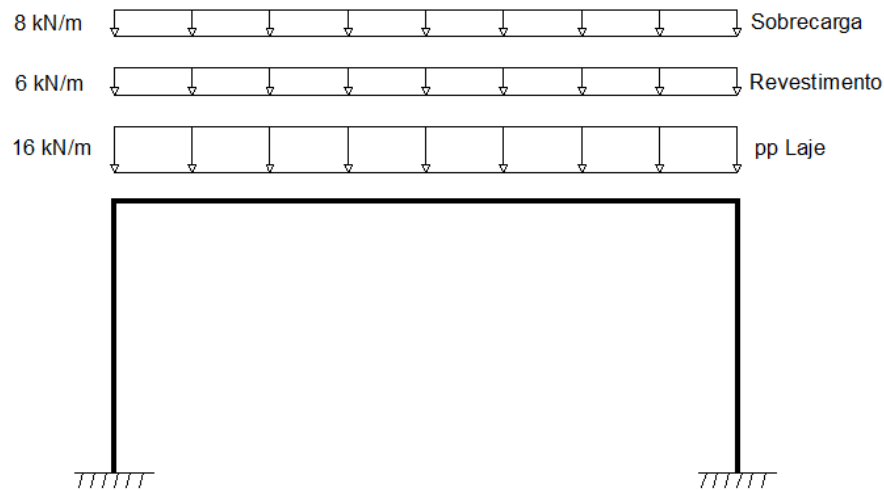
Devido ao acelerograma do sismo tipo do RSA apenas actuar durante 10 segundos decidiu-se prolongar a análise durante mais 10 segundos sem sismo, para se observar o desempenho da estrutura após a acção sísmica.

#### **4.2.1.5 Carregamento**

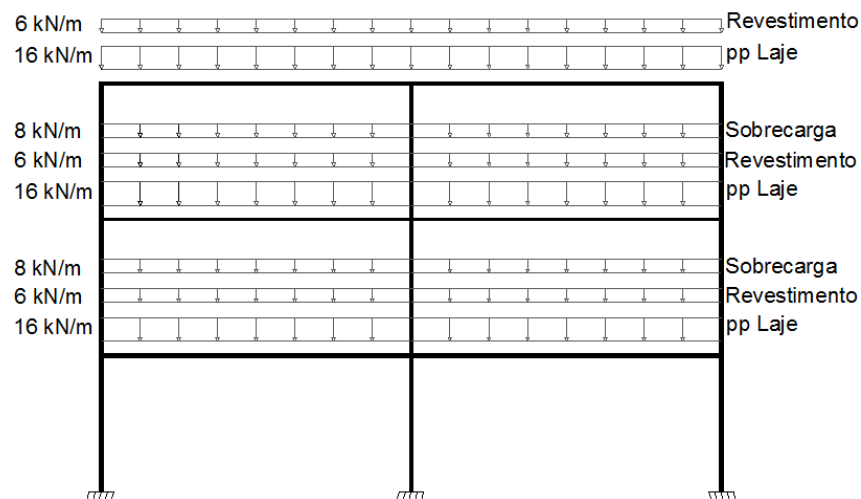
A carga aplicada à estrutura pode variar devido a diversos factores, como por exemplo, o processo construtivo, os materiais utilizados e a utilização do espaço.

Por se tratar de um estudo inicial sobre o desempenho deste tipo de reforço decidiu-se fazer uma análise para 100% da massa correspondente às cargas aplicadas e outra para 200% da carga. Com isto espera-se compreender a influência da massa da estrutura no comportamento do dissipador DIV e a sua influência, em especial ao nível dos deslocamentos e do amortecimento da estrutura.

As cargas consideradas durante a análise do pórtico para além do peso próprio da estrutura, foram o peso da laje com uma altura de 0,16m, a qual descarrega directamente sobre a viga, bem como o peso de revestimentos ( $1,5 \text{ kN/m}^2$ ) e a respectiva sobrecarga ( $2,0 \text{ kN/m}^2$ ), Figura 4.36.



**Figura 4.36-** Pórtico P1 com as cargas consideradas para a análise



**Figura 4.37 -** Pórtico P2 com as cargas consideradas para a análise

Depois de definidas as cargas decidiu-se combina-las de acordo com a expressão 4.29, onde se considera o valor total das cargas permanentes, acção sísmica, e reduz-se o valor da sobrecarga.

$$\sum_{j \geq 1} G_{KJ} + A_{E,d} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.29)$$

Em que,  $G_{KJ}$  é o valor característico das cargas permanentes,  $A_{E,d}$  corresponde ao valor da acção sísmica,  $Q_{k,i}$  é o valor característico da acção variável  $i$  e  $\psi_{2,i}$  é o valor do factor quase-permanente da acção variável  $i$ .

### **4.2.2 Software de cálculo automático**

O software de cálculo automático utilizado foi o SAP 2000<sup>®</sup>, no qual se realizaram análises não lineares.

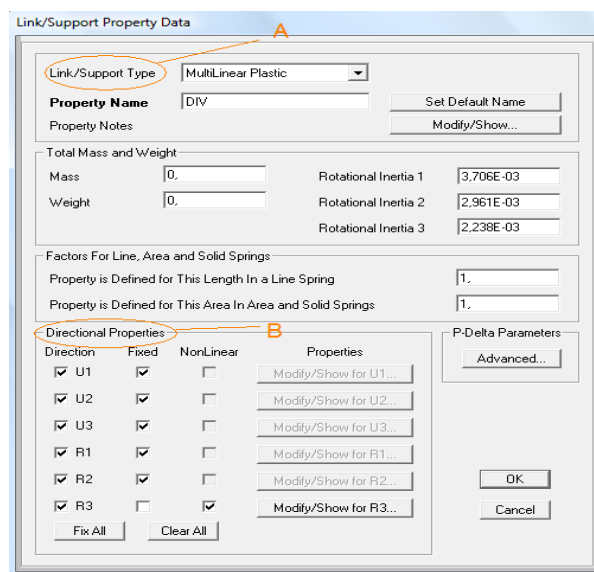
#### **4.2.2.1 Simulação da Acção Sísmica**

O modo de análise escolhido foi de uma acção definida por “time-history” do tipo transiente, uma vez que com este tipo de análise o programa considera que cada valor de aceleração introduzido pelo utilizador é um evento singular ao longo do tempo, tendo a acção início e fim. Na análise com elementos não lineares optou-se pelo método de solução Modal, devido á sua rapidez e eficiência. O método de solução Modal apenas considera como comportamento não linear os elementos “Link/Support”, tornando a análise mais rápida. A solução é obtida sobrepondo as forças aplicadas com as forças modais equivalentes em cada modo de vibração.

#### **4.2.2.2 Elemento Não-Linear**

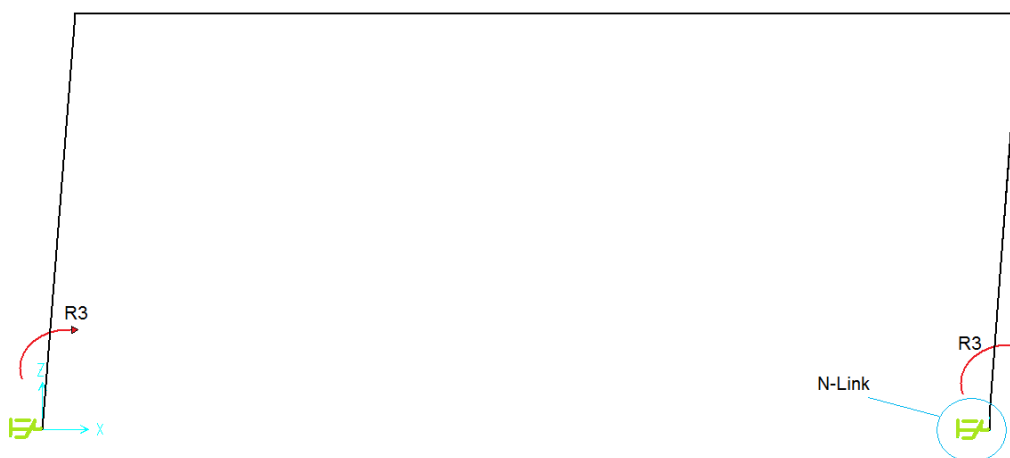
Ao colocar-se o dispositivo DIV na secção da base e do topo do pilar, este vai ter um comportamento não-linear. Para o efeito utilizou-se a opção de introduzir no SAP2000<sup>®</sup> uma ligação “N-Link” que simula o desempenho da secção quando esta responde não linearmente a uma acção. O comportamento dos elementos “N-links” foi definido através do modelo de fibras da secção (4.1), de onde foi retirado o diagrama momento-rotação que caracteriza a secção reforçada. Consideraram-se elementos “N-Links” de cinco centímetros de altura na base e no topo dos pilares.

Para simular o sistema de dissipação foi necessário definir o tipo de comportamento da secção, as propriedades para os diferentes graus de liberdade e as suas características geométricas, Figura 4.38.



**Figura 4.38-** Janela de Caracterização da ligação "N-Link" adaptado SAP2000®

Na opção assinalada com a letra A, na Figura 4.38, pode-se escolher o tipo de comportamento que o dissipador terá. No caso em estudo a opção escolhida foi a de um comportamento Multi-Linear plástico. A zona assinalada com a letra B corresponde à caracterização do comportamento da secção para os diferentes graus de liberdade. Foram criados dois tipos de elementos “N-Links”, um para aplicar no topo do pilar e outro para a base do mesmo. Para a situação na base, admitiu-se que todos os deslocamentos e rotações estavam impedidos, “fixed”, excepto a rotação segundo o eixo 3 que tem um comportamento não-linear, Figura 4.39. O elemento simulado no topo do pilar tem os deslocamentos todos livres, excepto a rotação segundo o eixo 3 que tem um comportamento não-linear.



**Figura 4.39-** Pórtico deformado devido a uma rotação na base segundo a direcção R3

No caso do topo do pilar, definiu-se que todos os deslocamentos podiam ocorrer à excepção da rotação segundo o eixo 3 que tem um comportamento não-linear.

Ao definir-se que a rotação segundo uma direcção tem um comportamento Não-Linear é necessário fornecer ao programa um diagrama momento-rotação que caracterize o comportamento da secção. Através do diagrama, o programa cria um modelo de comportamento histerético a partir de uma das três teorias disponíveis: Modelo Histerético Cinemático (Malvern 1969), Modelo Histerético de Takeda (Takeda, Sozen et al. 1970) e Modelo Histerético Pivot (Dowell, Seible et al. 1998). Na Figura 4.40 pode-se observar a janela onde se escolhe o modelo pretendido.

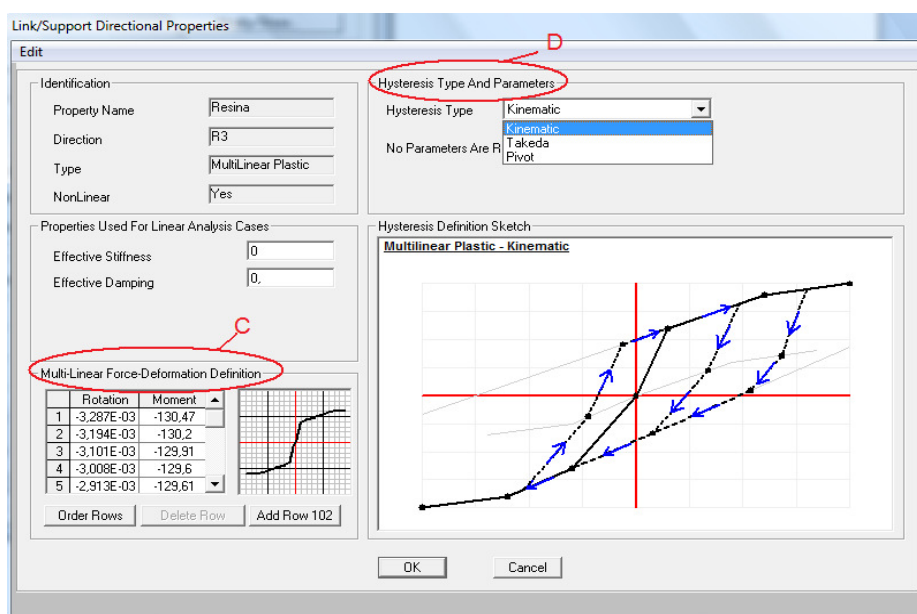


Figura 4.40- Janela de caracterização das propriedades não lineares adaptado SAP2000®

No quadro assinalado com a letra C, na Figura 4.40, insere-se o diagrama força – deslocamento ou o diagrama momento – rotação, caso se esteja a caracterizar uma translação ou uma rotação respectivamente. Na opção assinalada com a letra D, escolhe-se o modelo histerético a partir do qual se quer que seja calculada a resposta da estrutura. O diagrama momento – rotação inserido foi obtido pelo modelo de fibras da secção (4.1).

### 4.2.2.3 Modelos Histeréticos

Existem diversos modelos que caracterizam o comportamento histerético de secções de betão armado. No programa de cálculo automático SAP2000® existe a possibilidade de utilizar três desses modelos histeréticos: Modelo Cinemático (Malvern 1969), Modelo de Takeda (Takeda, Sozen et al. 1970) e Modelo Pivot (Dowell, Seible et al. 1998). O modelo adoptado foi o Pivot por ser o que melhor se adapta ao comportamento real dos compósitos leves utilizados no dissipador DIV.

#### 4.2.2.3.1 Modelo Histerético Cinemático

O modelo Cinemático é um modelo simples que apenas utiliza para a realização de ciclos histeréticos as propriedades de rigidez da secção durante a resposta elástica e plástica, Figura 4.41.

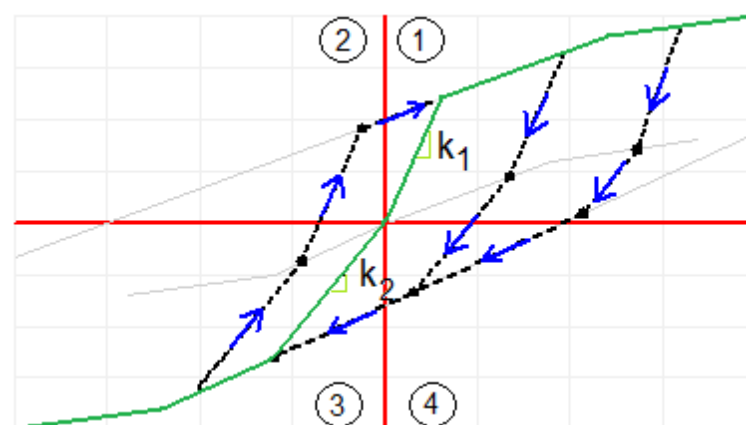
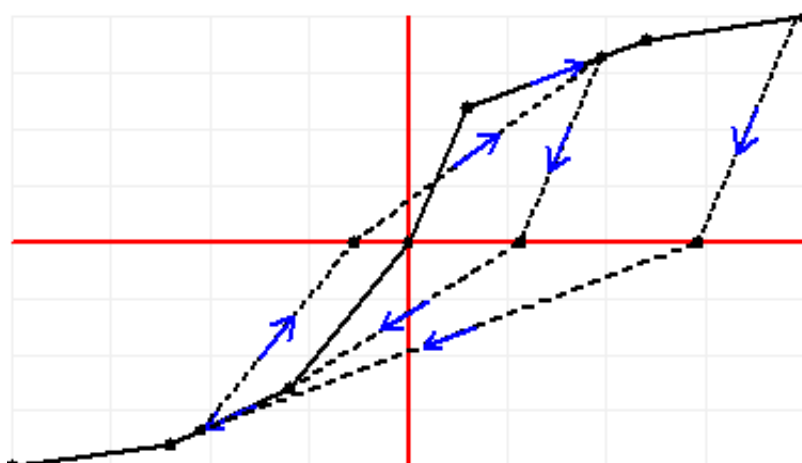


Figura 4.41- Exemplo de funcionamento do modelo histerético cinemático, adaptado SAP2000®

Para qualquer diagrama força-deslocamento ou momento-rotação o funcionamento dos ciclos é sempre o mesmo, determina-se o declive da resposta elástica para o quadrante 1,  $k_1$ , e o declive da resposta elástica no quadrante 3,  $k_2$ . O primeiro patamar de resposta plástica do quadrante 1 é prolongado para o quadrante 2, assim como o primeiro patamar de resposta plástica do quadrante 3 é prolongado para o quadrante 4. É feita uma projecção dos patamares plásticos para o centro do eixo, quer para o quadrante 1 como para o 3. Admite-se que quando se descarrega a secção e esta se encontra na resposta plástica a recuperação é feita por uma recta com declive  $k_1$  ou  $k_2$  dependendo do quadrante em que se encontra, quando a projecção plástica é intersectada a resposta da secção passa a ser realizada pelo declive contrário.

#### 4.2.2.3.2 Modelo Histerético de Takeda

Quando a base do pilar é excitada dinamicamente este fica sujeito a trocas constantes de rigidez que reduzem o amortecimento ao longo dos ciclos de carregamento. Takeda em 1970 (Takeda, Sozen et al. 1970) publicou um artigo em que propunha um modelo de resposta não linear de pilares sujeitos a acções dinâmicas, em que relaciona a resposta histerética destes com a sua perda de rigidez ao longo da acção. No entanto este modelo não permite analisar pilares sujeitos a carregamentos axiais variáveis, de secções não simétricas e com flexão desviada. A Figura 4.42 apresenta o método de funcionamento do modelo de Takeda adoptado pelo SAP2000®. Quando a secção se encontra no patamar plástico e é descarregada, a sua recuperação é feita por uma recta paralela à resposta elástica, ao atingir o valor de força ou momento nulo o diagrama segue numa recta secante entre o ponto de esforço nulo e o primeiro patamar plástico. Para o ciclo seguinte o processo inicia-se com uma recta secante entre o ponto de esforço nulo resultante do último descarregamento e o ponto no diagrama onde ocorreu a primeira descarga.

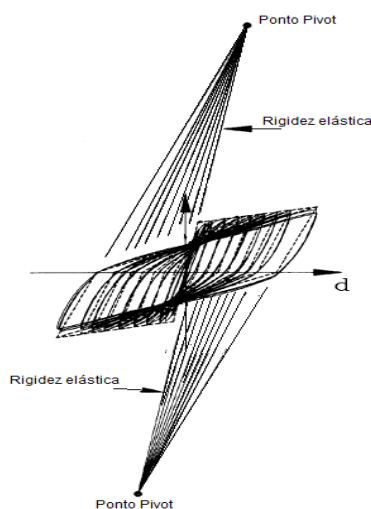


**Figura 4.42-** Exemplo de funcionamento do modelo histerético de Takeda, adaptado SAP2000®



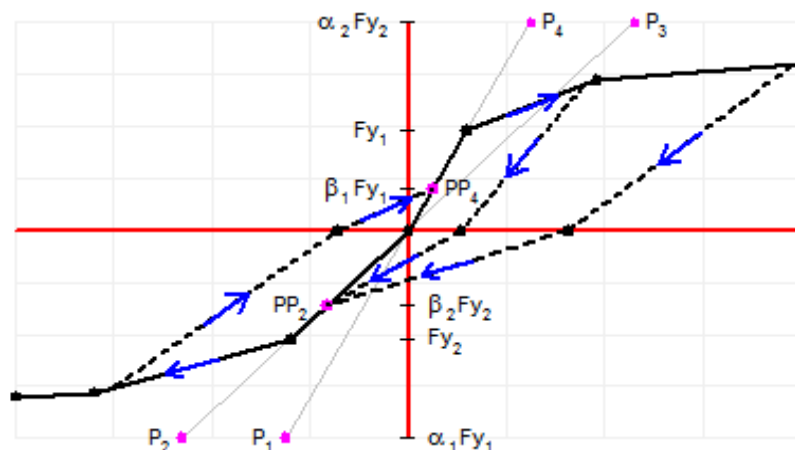
#### 4.2.2.3.3 Modelo Histerético Pivot

Em 1998 foi apresentado o Modelo Pivot (Dowell, Seible et al. 1998), o qual tem em conta os efeitos de cargas axiais cíclicas nos pilares, o efeito da não simetria de secções e a perda de força ao longo da acção. A ideia base do modelo é que, sempre que um pilar é descarregado até à força zero a partir de um qualquer deslocamento a recta de descarga irá sempre intersectar o prolongamento da recta de rigidez elástica no mesmo ponto (ponto pivot), Figura 4.43.



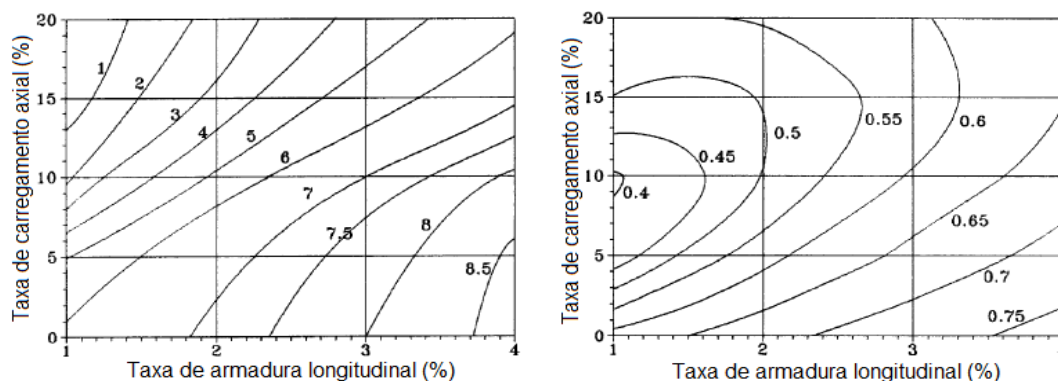
**Figura 4.43**-Exemplo da resposta histerética para o Modelo Pivot, adaptado (Dowell, Seible et al. 1998)

Na Figura 4.44 apresenta-se o exemplo de funcionamento dos ciclos histeréticos do modelo no SAP2000®. A formação de ciclos histeréticos segue um conjunto de regras que dependem do quadrante em que a acção decorre. No quadrante 1 sempre que há uma descarga o ciclo segue numa recta em direcção ao ponto  $P_1$ , em caso de carga o sentido inverte. No quadrante 2 quando existe um descarregamento o ciclo segue uma trajectória no sentido oposto ao ponto  $P_4$  e durante um carregamento a trajectória é em direcção ao ponto  $PP_4$ . Para o quadrante 3 quando se descarrega a secção o ciclo vai em direcção ao ponto  $P_3$  e quando se carrega o sentido é o oposto. Finalmente no quadrante 4 durante uma descarga o ciclo desloca-se para longe do ponto  $P_2$  e durante um carregamento segue em direcção ao ponto  $PP_2$ .



**Figura 4.44-** Exemplo de funcionamento do modelo histerético de Pivot, adaptado SAP2000®

Os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser obtidos nos ábacos da Figura 4.45, os quais relacionam a taxa de esforço axial com a taxa de armadura longitudinal



**Figura 4.45-** Ábacos para o cálculo dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$ , adaptado (Dowell, Seible et al. 1998)

Sendo a taxa de carregamento axial definida pela expressão 4.30 e a taxa de armadura longitudinal pela expressão 4.31.

$$\frac{P}{f'_c \times A_g} \times 100 \quad (4.30)$$

$$\frac{A_s}{A_g} \times 100 \quad (4.31)$$

Onde  $P$  é a força axial no pilar,  $f'_c$  tensão de betão não confinado,  $A_b$  área da secção do pilar e  $A_s$  área total de armadura longitudinal.

Considerou-se 0 como valor de  $\beta$  em todos os casos de reforço com dissipador DIV, isto para garantir que durante a descarga o diagrama momento-rotação passa pelo ponto de momento

nulo (capítulo 3). O valor de  $\alpha$  é calculado para cada secção e depende sempre da carga axial e da taxa de armadura.

### 4.2.3 Análise de Resultados

Para não sobrecarregar a análise de resultados optou-se por colocar em anexo (anexo A) os diagramas com os valores de esforços actuantes e deformações resultantes dos vários casos estudados.

#### 4.2.3.1 Características Dinâmicas da Estrutura

Na Tabela 4.2 podem-se consultar os valores das frequências e períodos obtidos para as diferentes análises de estruturas reforçadas com e sem dispositivo DIV. Os resultados apresentados correspondem ao primeiro modo de vibração.

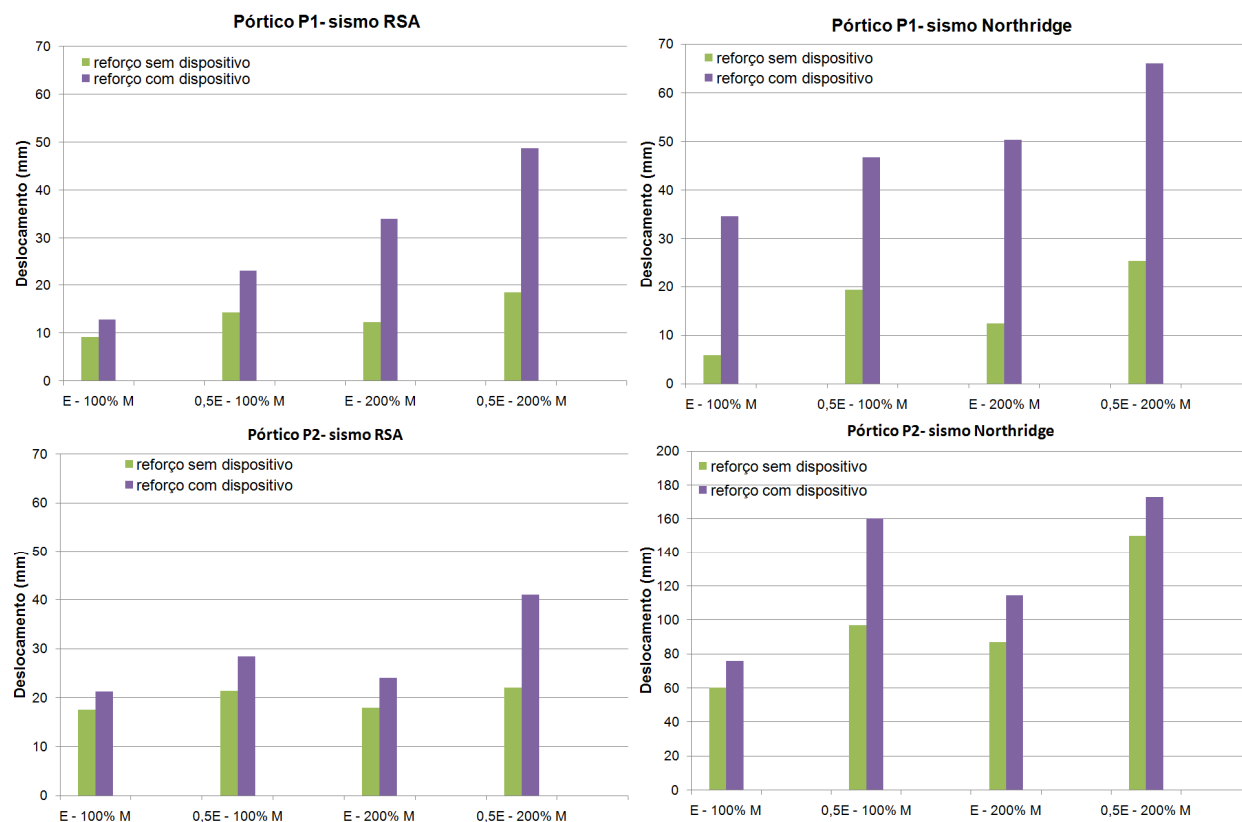
			Sem Dispositivo		Com Dispositivo	
			Frequência (Hz)	Período (s)	Frequência (Hz)	Período (s)
<b>Pórtico de 1 Piso</b>	100% Massa	E	6,57	0,15	1,94	0,52
		0,5 E	4,64	0,22	1,80	0,56
	200% Massa	E	5,02	0,20	1,49	0,67
		0,5 E	3,55	0,28	1,37	0,73
<b>Pórtico de 3 Pisos</b>	100% Massa	E	1,65	0,60	3,31	0,30
		0,5 E	1,17	0,86	2,46	0,41
	200% Massa	E	1,34	0,75	2,61	0,38
		0,5 E	0,95	1,06	1,94	0,52

**Tabela 4.2-** Tabela com os valores de frequência e período tendo em conta os vários parâmetros

Como se observa na tabela anterior a aplicação dos dispositivos no pórtico de 1 piso diminuiu muito a frequência da estrutura, o que se deve à diminuição de rigidez imposta pelo dispositivo. O mesmo não acontece para o pórtico de 3 pisos onde a frequência fundamental da estrutura aumenta. Tal não deveria acontecer porque como se pode observar mais à frente os deslocamentos na estrutura vão aumentar e os esforços actuantes diminuir, o que leva a supor que a rigidez da estrutura baixa sempre com a aplicação dos dispositivos DIV.

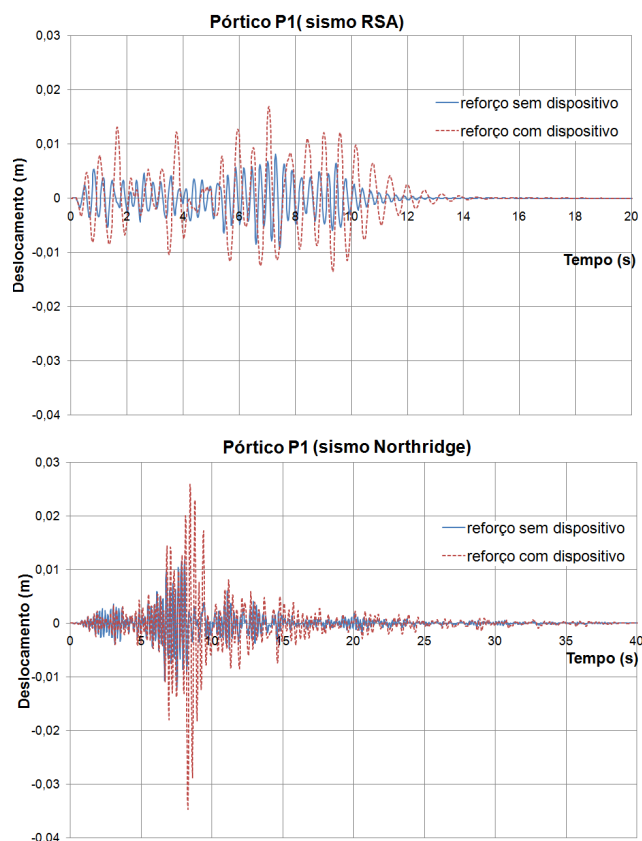
### 4.2.3.2 Deslocamento – Tempo

Nas Figuras 4.46 e 4.48 são apresentados diagramas do deslocamento registado no topo dos pórticos analisados para os diferentes sismos. As Figuras 4.47 e 4.48 correspondem ao deslocamento ao longo do tempo para estruturas com 100% da Massa e o Módulo de Elasticidade correspondente ao material utilizado.

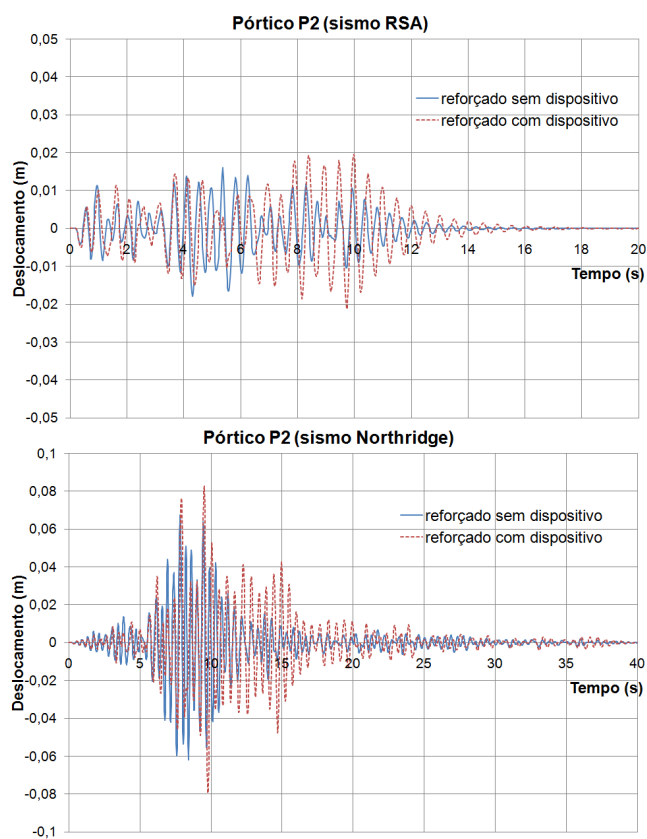


**Figura 4.46-** Valor do deslocamento horizontal máximo no topo das estruturas simuladas

Como se pode observar na Figura 4.46, com a aplicação do dissipador DIV os deslocamentos absolutos nas estruturas aumentam, chegando muitas vezes a atingir mais do dobro do deslocamento para uma mesma estrutura sem dispositivo. Com isto pode-se concluir que a rigidez da estrutura baixa quando o dispositivo é introduzido na estrutura.



**Figura 4.47** - Deslocamento horizontal ao longo do tempo no topo do pórtico P1



**Figura 4.48**- Deslocamento horizontal ao longo do tempo no topo do pórtico P2

As Figuras 4.47 e 4.48 apresentam o deslocamento ao longo do tempo para as estruturas com o valor total do módulo de elasticidade e 100% da Massa, os restantes resultados encontram-se em anexo (Anexo A). Como se pode observar as estruturas reforçadas com dissipador DIV têm menos ciclos de deslocamento ao longo do tempo que as reforçadas sem dispositivo. Isto indica que a frequência fundamental das estruturas com dispositivo deveria ser sempre inferior às reforçadas sem dispositivo, o que não se verificou, tabela 4.2.

Os restantes gráficos deslocamento – tempo encontram-se no anexo A.

### 4.2.3.3 Força – Tempo

A Figura 4.49 apresenta os diagramas de força máxima registada nas estruturas analisadas para os diferentes sismos. As Figuras 4.50 e 4.51 correspondem ao andamento da força ao longo do tempo para estruturas com 100% da Massa e o Módulo de Elasticidade correspondente ao material utilizado.

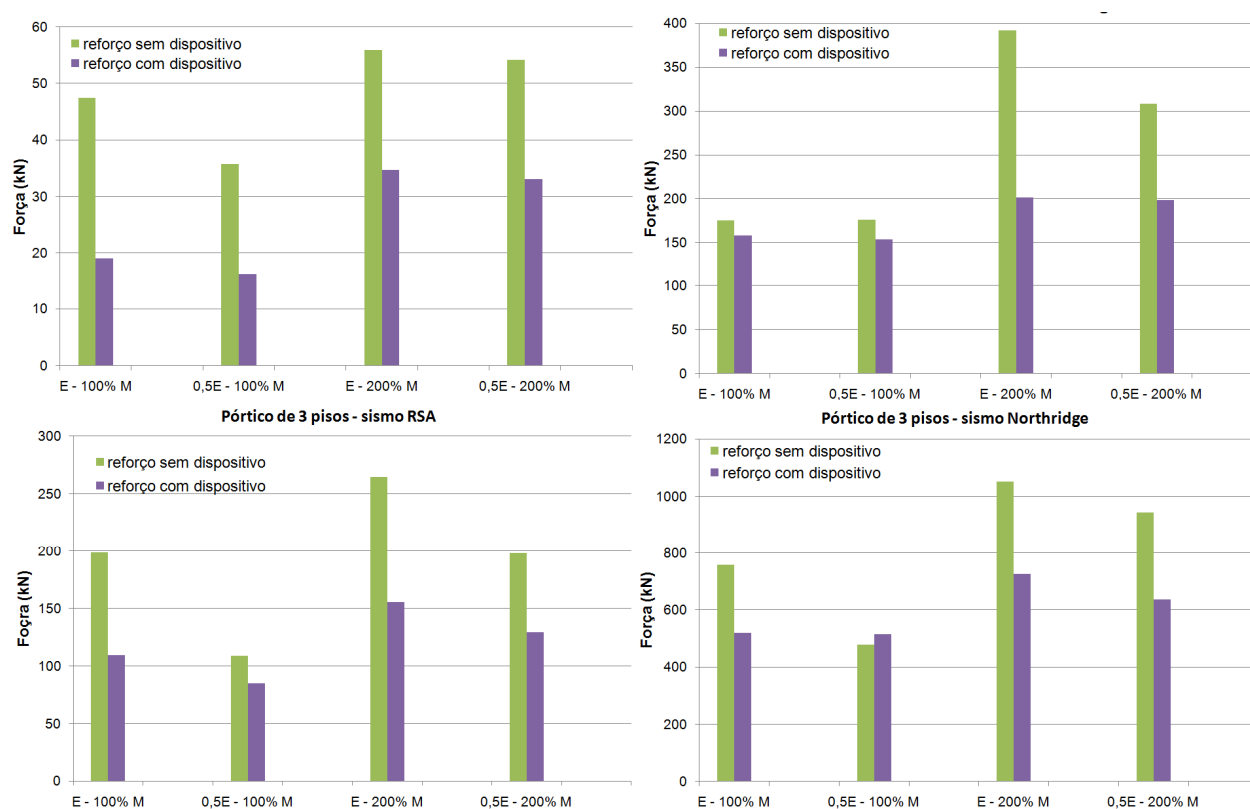


Figura 4.49 - Valor do esforço transverso máximo das estruturas simuladas

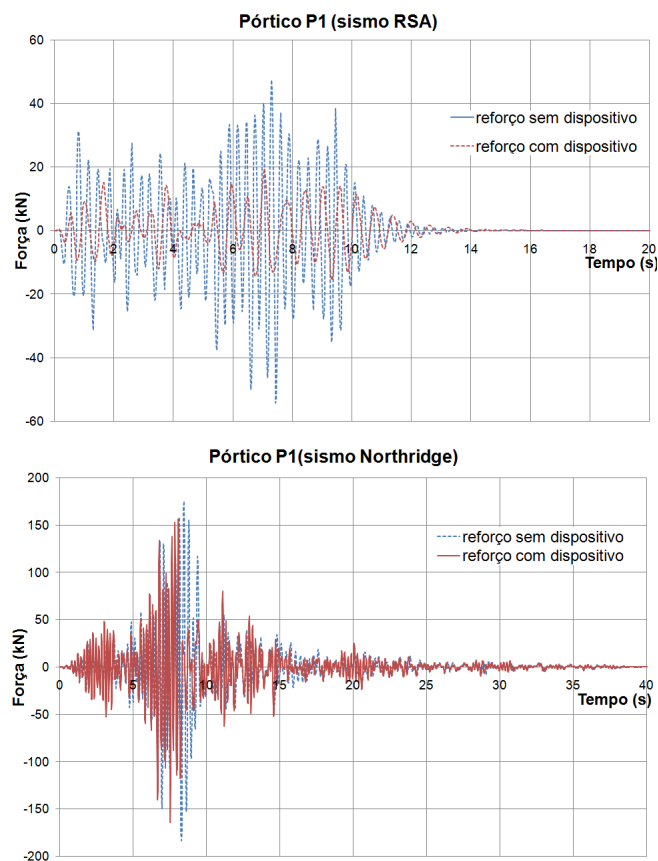


Figura 4.50 - Esforço transversal ao longo do tempo no pórtico P1

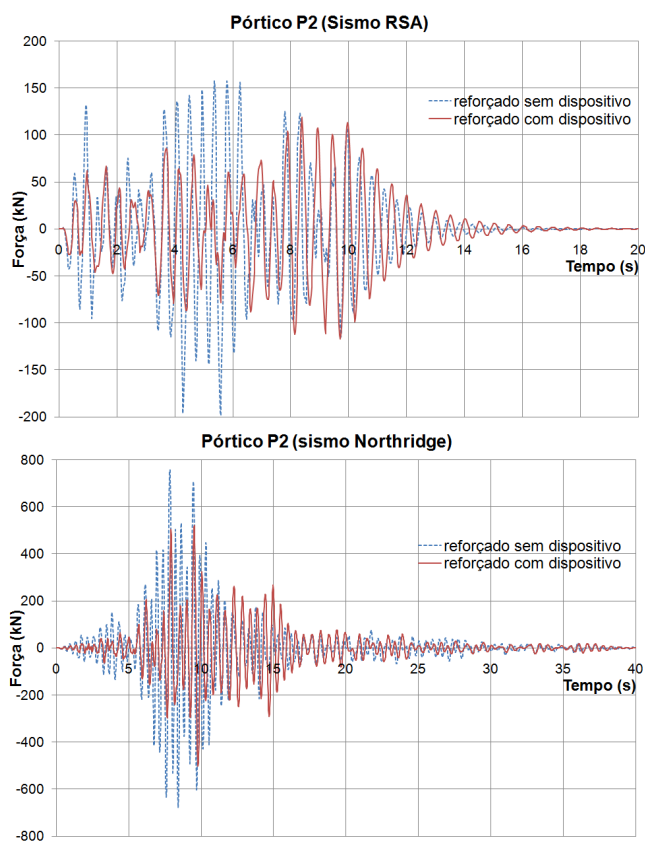


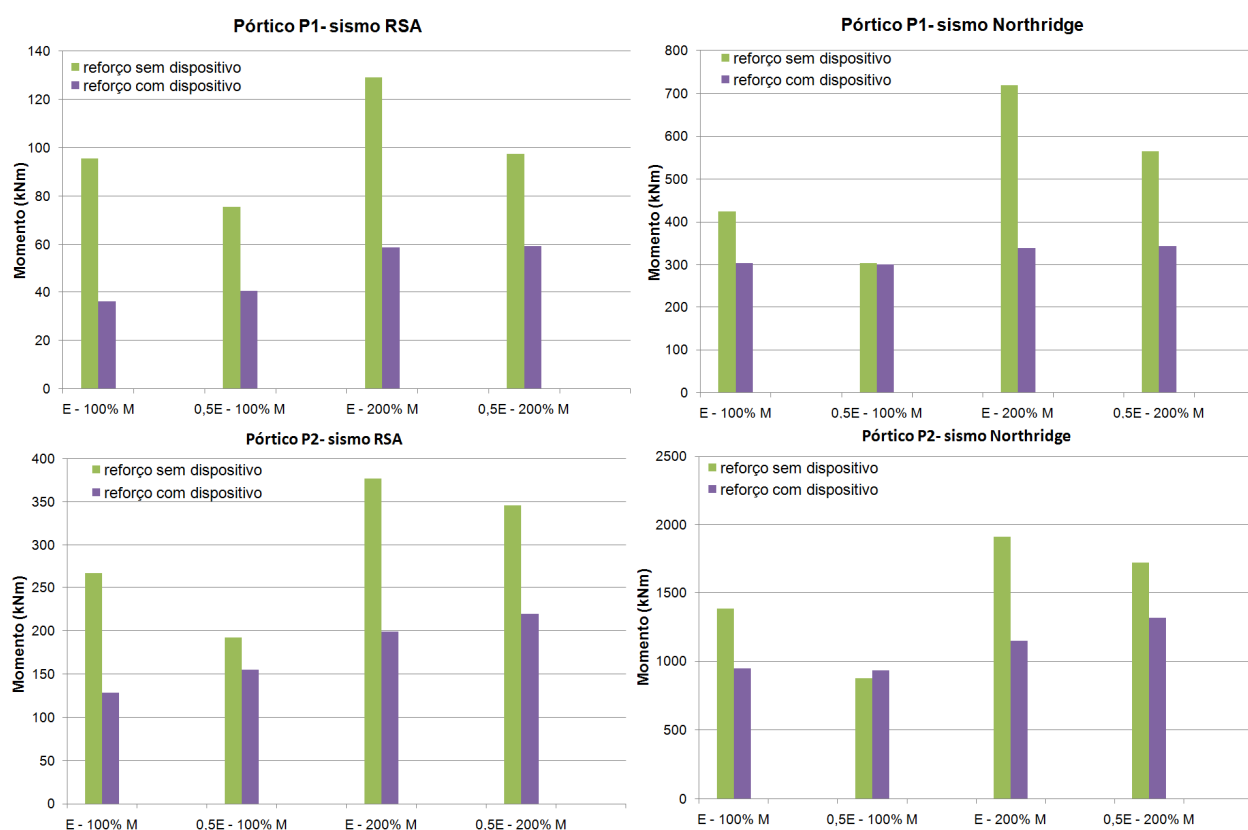
Figura 4.51- Esforço transversal ao longo do tempo no pórtico P2

Como seria de esperar a força máxima registada para as estruturas reforçadas com dispositivo DIV é sempre inferior à obtida para as estruturas sem o dispositivo. Pela Figura 4.50 constata-se que nem sempre isso acontece ao longo do tempo, apesar de para o esforço máximo isso acontecer, ao longo da acção e para o mesmo instante de tempo por vezes a força na estrutura reforçada sem dispositivo é menor que a da estrutura com o mesmo. Isto acontece porque ao se inserir o DIV na estrutura a sua resposta dinâmica muda, como se pode observar pelos valores da frequência, logo, o mesmo instante de tempo pode corresponder a deformadas diferentes na estrutura.

Os restantes gráficos força – tempo encontram-se no anexo A.

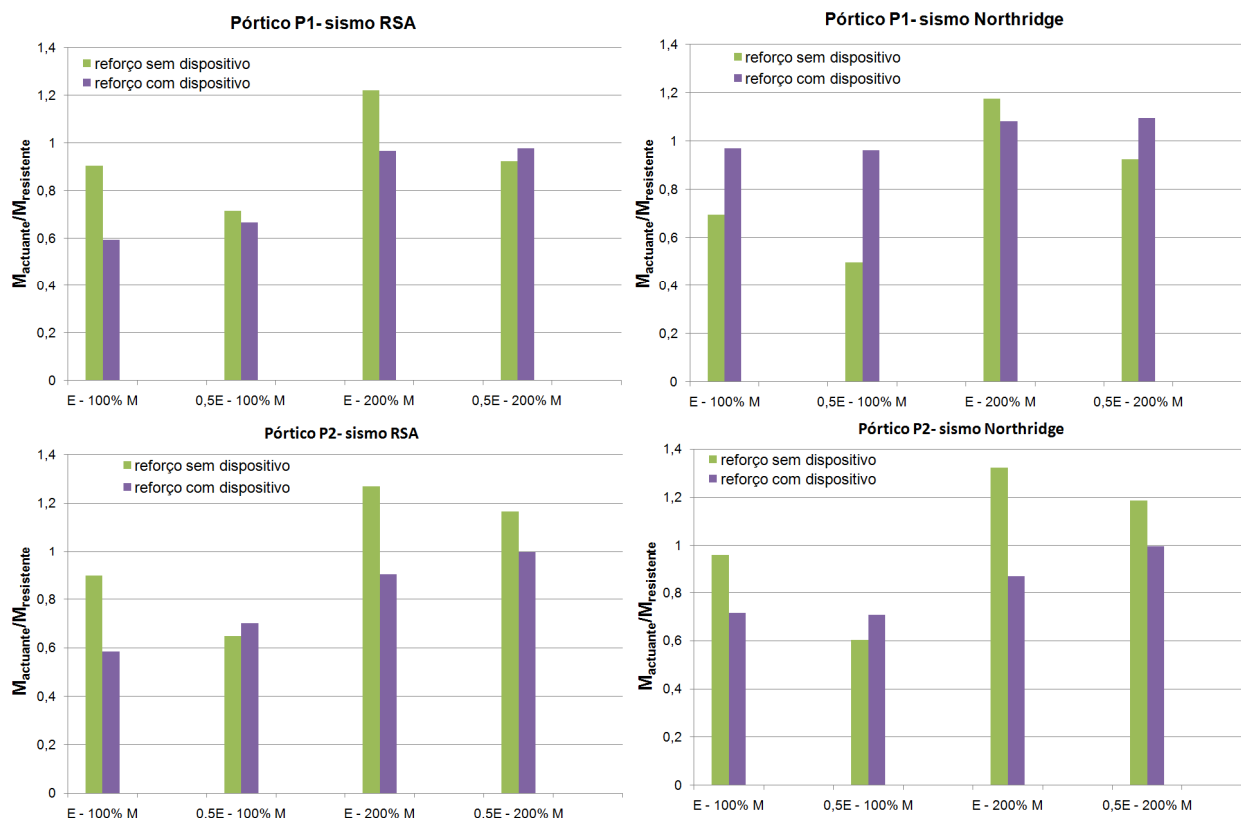
#### 4.2.3.4 Momento na base

A Figura 4.52 apresenta os valores do momento flector máximo obtido para os diferentes pórticos devido ao sismo tipo RSA e de Northridge. Na Figura 4.53 é apresentada a relação entre o momento actuante e o resistente.



**Figura 4.52-** Diagrama de momentos máximos obtidos nos diferentes pórticos para o sismo tipo do RSA e de Northridge





**Figura 4.53-** Relação entre o momento actuante e o momento resistente nas secções dos pilares

Pela observação da Figura 4.52 pode-se constatar que o momento actuante máximo nas estruturas reforçadas com o DIV é inferior ao das estruturas sem o mesmo, à excepção do pórtico 2 com 100% da massa e metade do modulo de elasticidade. Nota-se ainda que o momento máximo não varia muito entre os diferentes parâmetros, e que a partir do instante em que se atinge a rotação de cedência do dissipador DIV, a variação do momento é muito pouco significativa. Isto porque a partir do instante em que é atingida a rotação correspondente à cedência do compósito do dissipador, o gráfico momento - rotação tem um andamento com uma inclinação muito baixa, Figura 4.27, o que significa que não vão existir grandes variações de momentos para rotações superiores.

Na Figura 4.53 constata-se que sempre que se aumenta a massa nas estruturas reforçadas sem o dispositivo o momento actuante é sempre superior ao momento resistente da estrutura. No caso das secções com o DIV, isso apenas acontece no pórtico de 1 piso e para o sismo de Northridge. Na prática tal não deveria acontecer mas quando se dimensionou as secções pelo modelo de fibras, limitou-se a análise para uma rotação correspondente a 5% de extensão no dispositivo mais comprimido. Como o sismo de Northridge é muito forte, a estrutura atinge rotações na base superiores a esse valor, e o SAP2000® admite que o diagrama momento-rotação continua com o mesmo comportamento para essas rotações. Tal não está errado, mas

como se definiu como momento máximo resistente o correspondente a uma rotação de 5% de extensão no dissipador, a relação entre momento actuante e resistente é superior a 1.

#### 4.2.3.5 Força – Deslocamento

Nas Figuras 4.54 e 4.55 pode-se observar o diagrama força-deslocamento no topo do pórtico P1. A Figura 4.54 corresponde à actuação do sismo tipo do RSA e a Figura 4.55 ao sismo de Northridge.

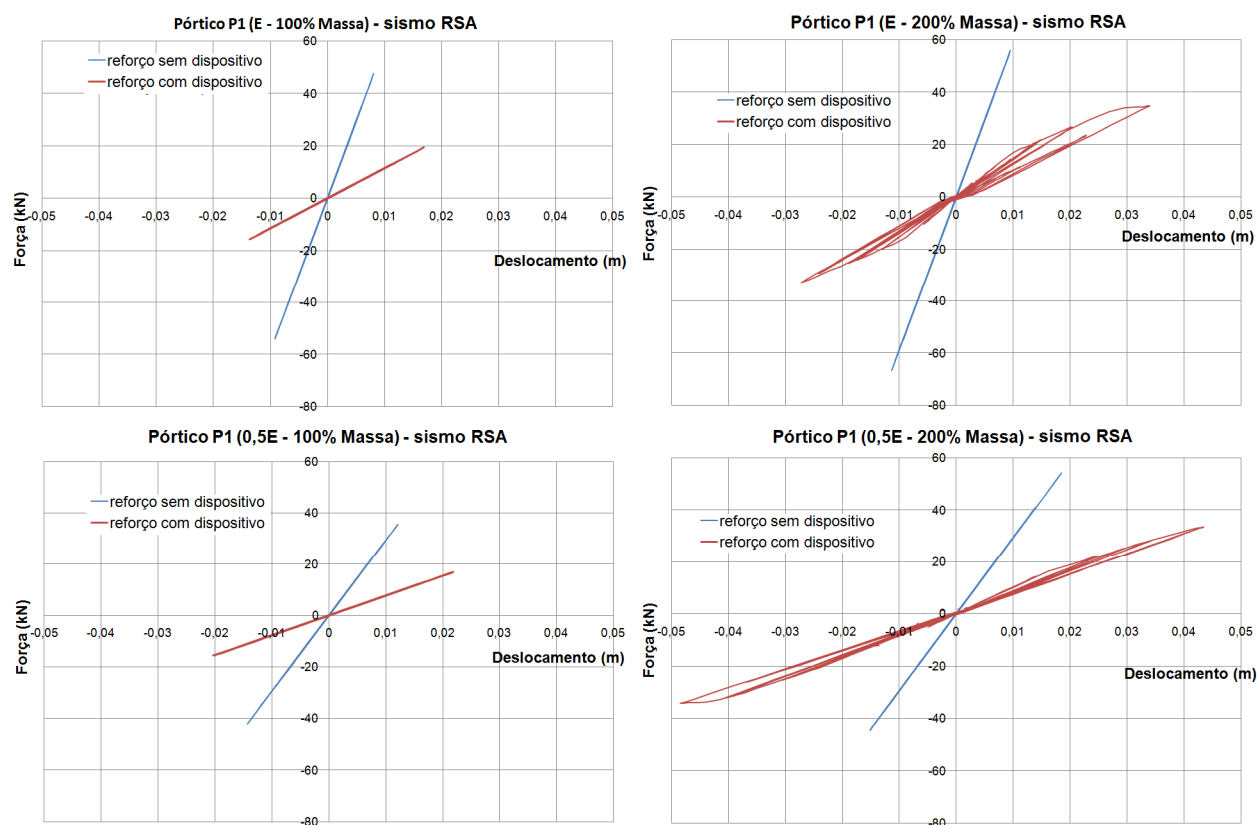
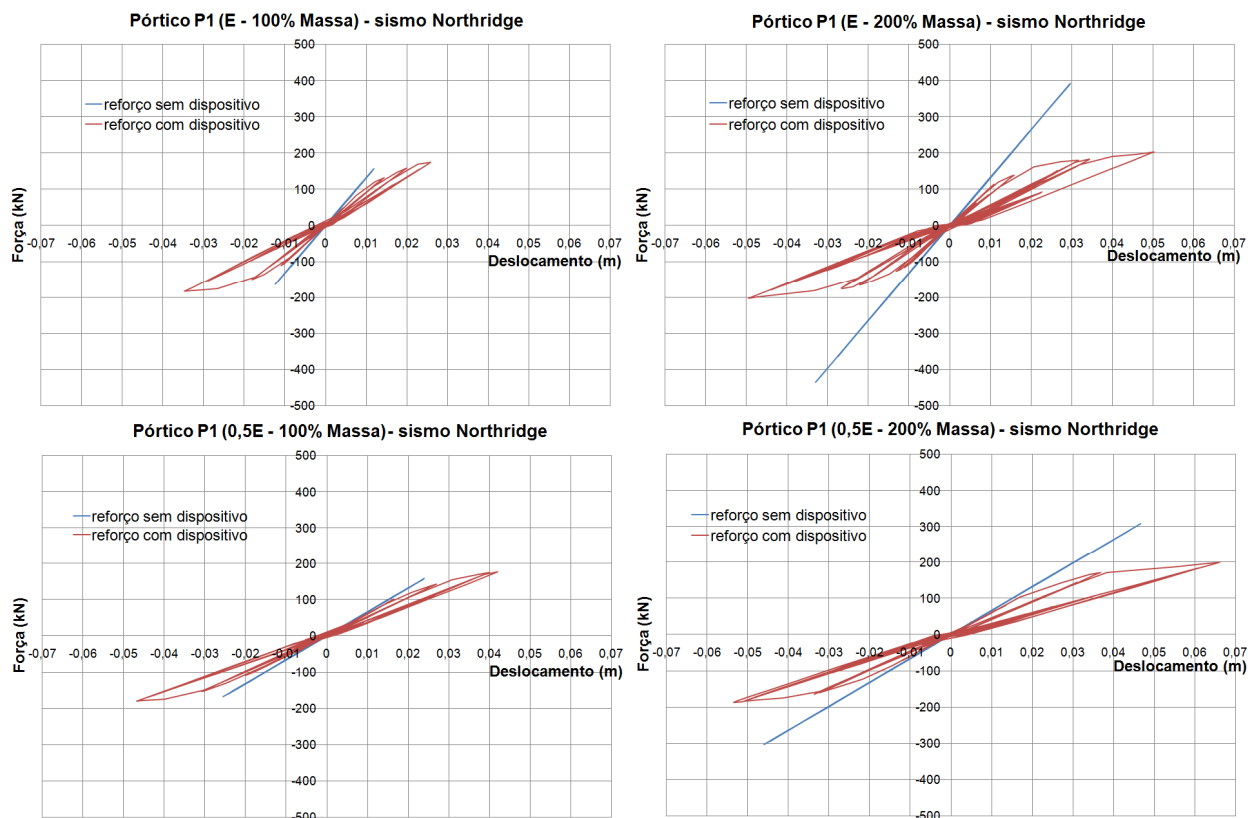


Figura 4.54- Diagramas força-deslocamento para o pórtico P1 e sismo do RSA

## 4.2 Comportamento de estruturas de betão armado com dissipadores DIV – análise paramétrica



**Figura 4.55-** Diagrama força-deslocamento para o pórtico P1 e sismo de Northridge

Observando a Figura 4.54 constata-se que a actuação do sismo tipo do RSA em estruturas com 100% de massa não é suficiente para que o andamento do diagrama força – deslocamento deixe de ser linear. Por outras palavras pode-se dizer que só quando a massa da estrutura aumenta para o dobro e consequentemente os deslocamentos da estrutura aumentam, é que começa a existir dissipação de energia. No caso do sismo de Northridge o diagrama deixa de ser linear em todos os casos analisados, isto porque é um sismo mais forte e que provoca deslocamentos muito elevados na estrutura, sendo a dissipação de energia maior quanto maior forem os deslocamentos.

Através da análise de todos os resultados obtidos é notória a dependência do desempenho do dispositivo com os deslocamentos impostos, quanto maiores forem os deslocamentos mais energia é dissipada.

Nas Figuras 4.56 a 4.61 apresentam-se os diagramas (força-deslocamento relativo) dos diferentes pisos do pórtico P2. As Figuras 4.56 a 4.58 correspondem à actuação do sismo tipo do RSA e as Figuras 4.59 a 4.61 ao sismo de Northridge.

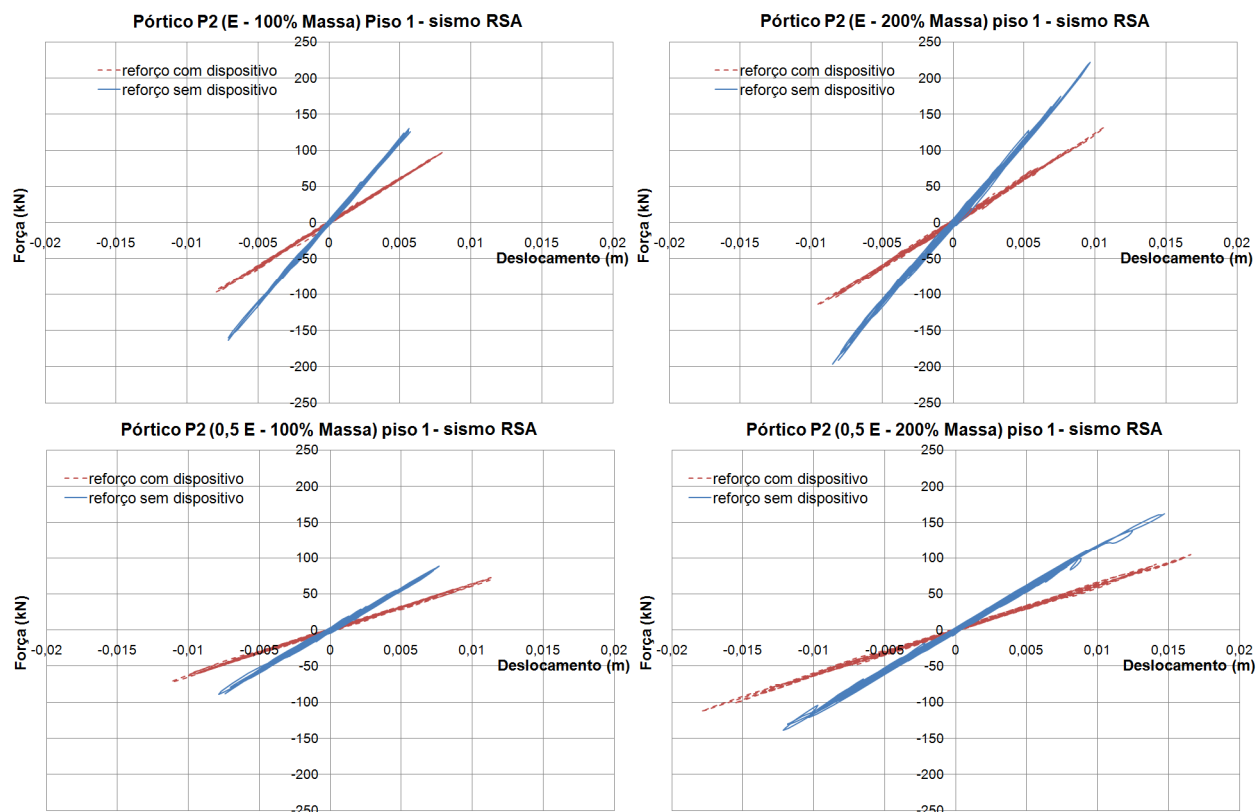


Figura 4.56 - Diagramas força – deslocamento relativo do piso 1 no pórtico P2 para o sismo do RSA

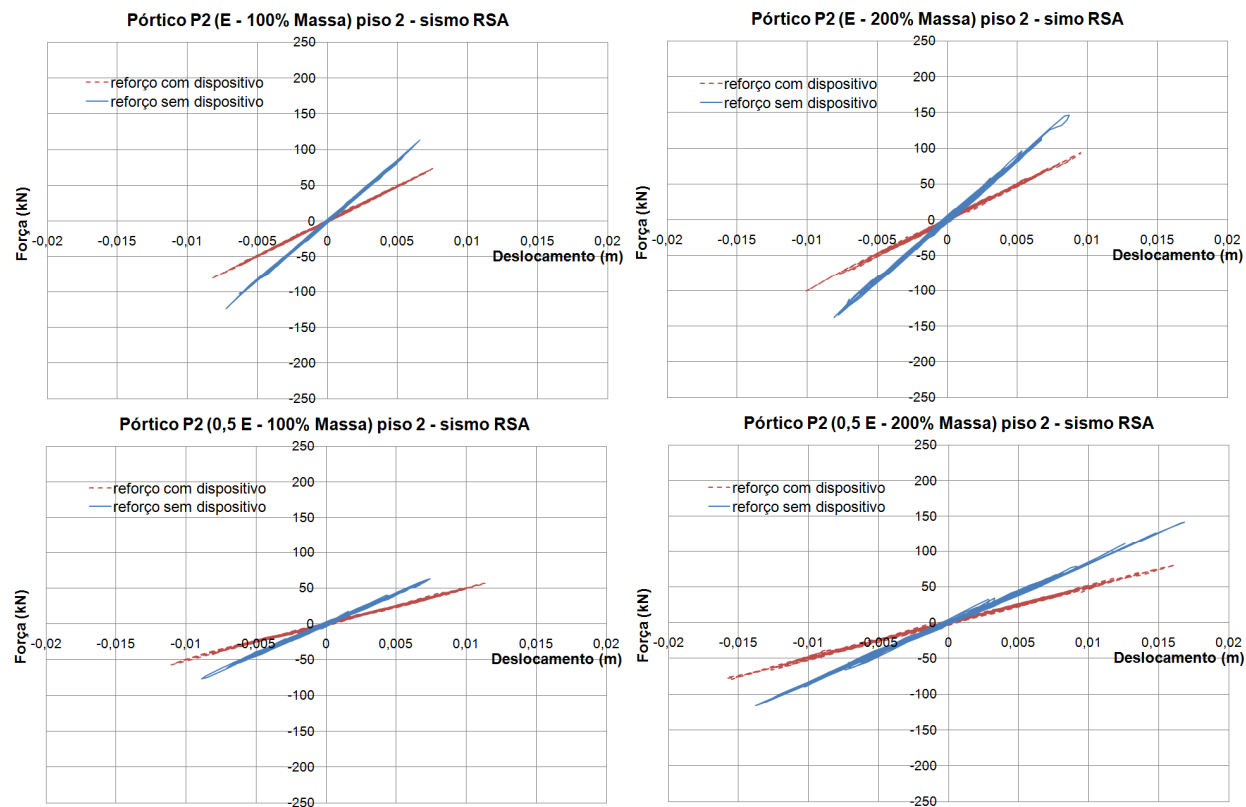
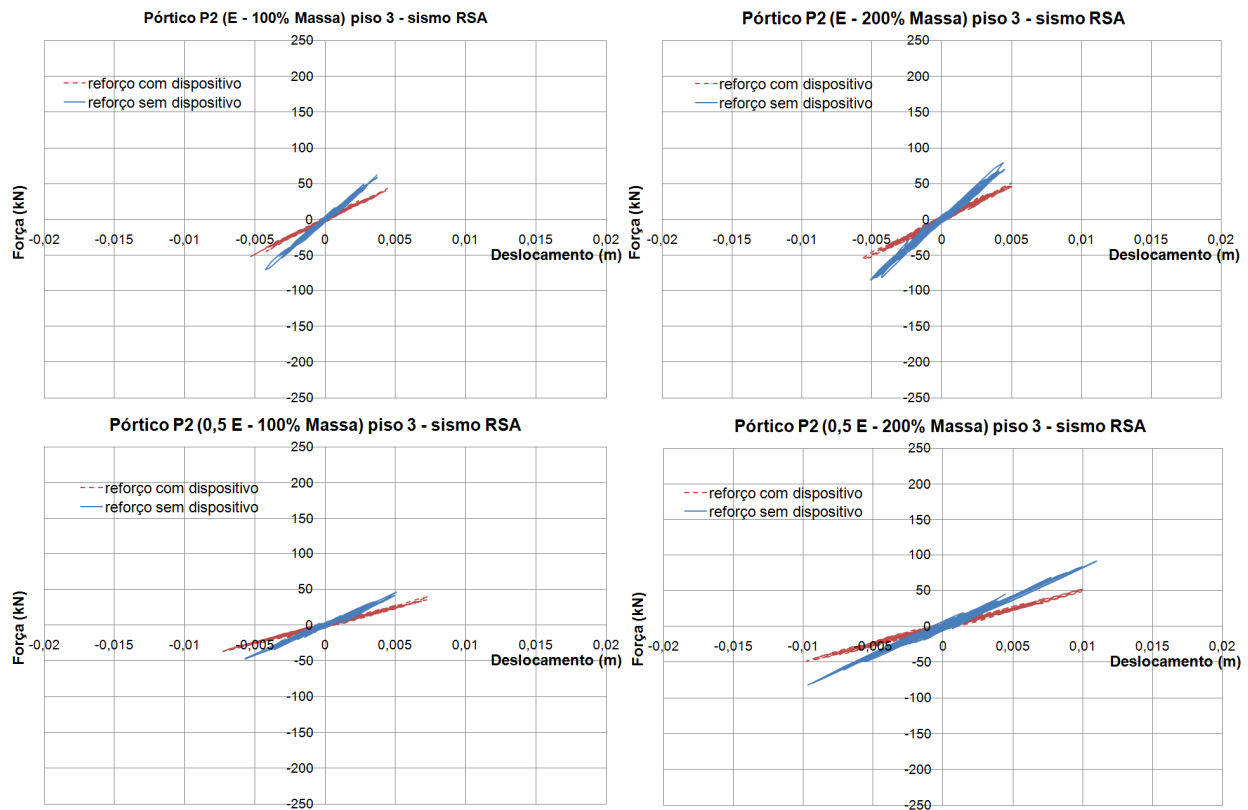


Figura 4.57- Diagramas força – deslocamento relativo do piso 2 no pórtico P2 para o sismo do RSA

## 4.2 Comportamento de estruturas de betão armado com dissipadores DIV – análise paramétrica



**Figura 4.58-** Diagramas força – deslocamento relativo do piso 2 no pórtico P2 para o sismo do RSA

Observando as Figuras 4.56 a 4.58 constata-se que a força actuante na estrutura com dissipadores DIV é inferior à da estrutura sem os mesmos, em alguns caso chega a decrescer 50%. O deslocamento relativo entre pisos nas estruturas com os dissipadores aumenta ligeiramente, nunca sendo superior a 20%.

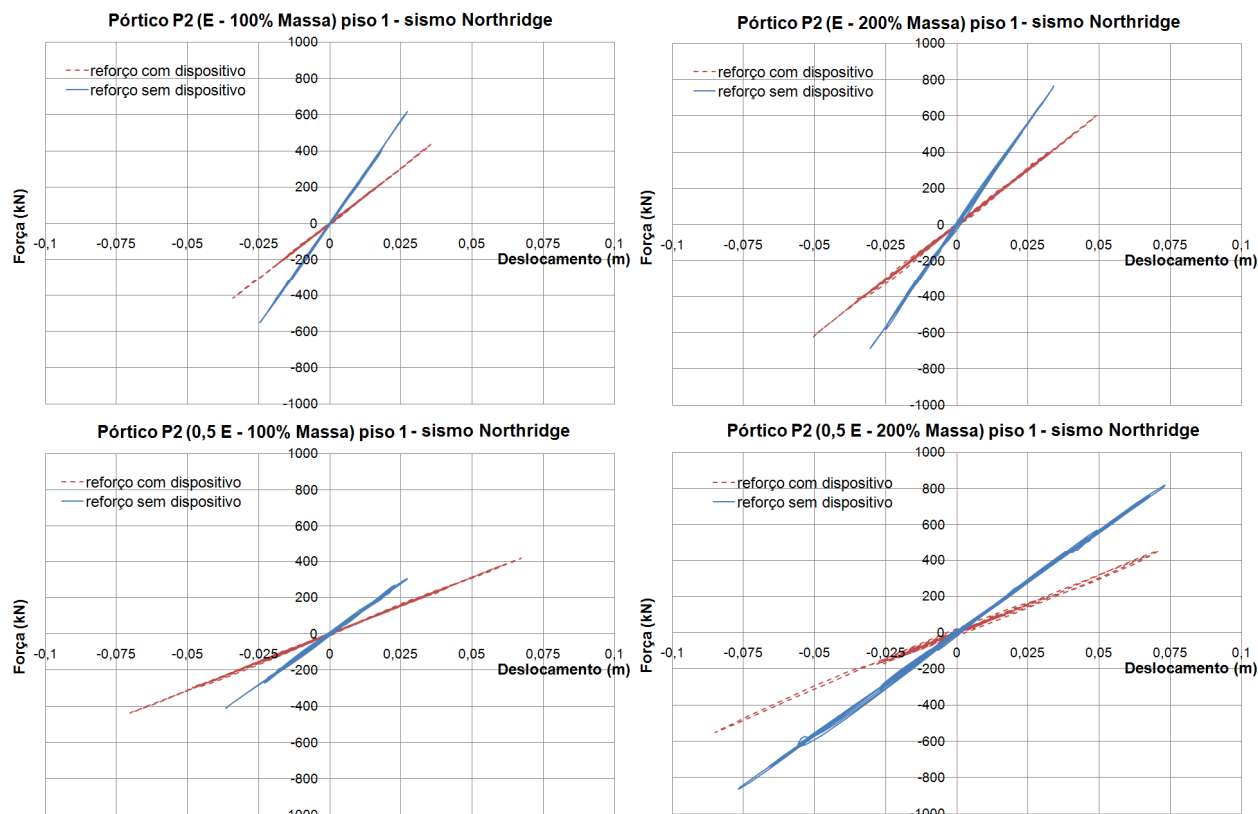


Figura 4.59- Diagramas força – deslocamento relativo do piso 1 no pórtico P2 para o sismo de Northridge

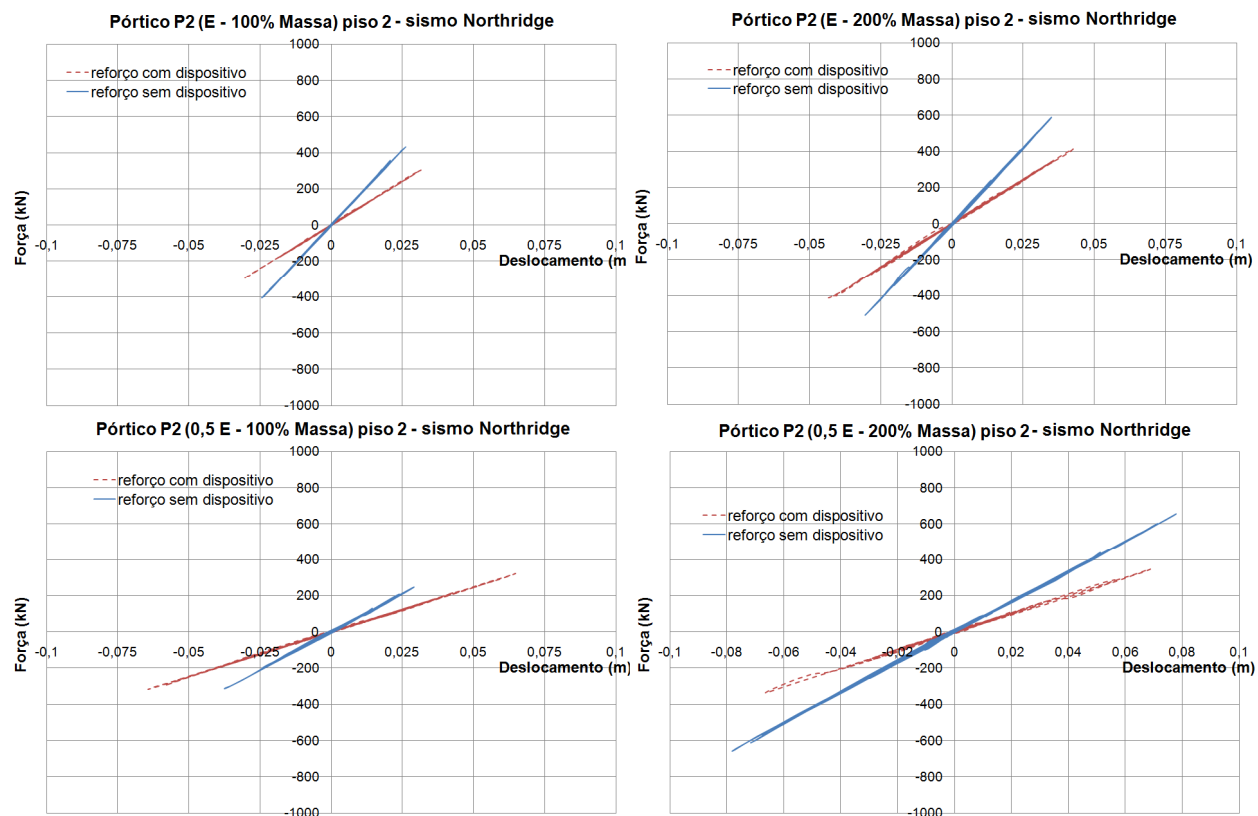
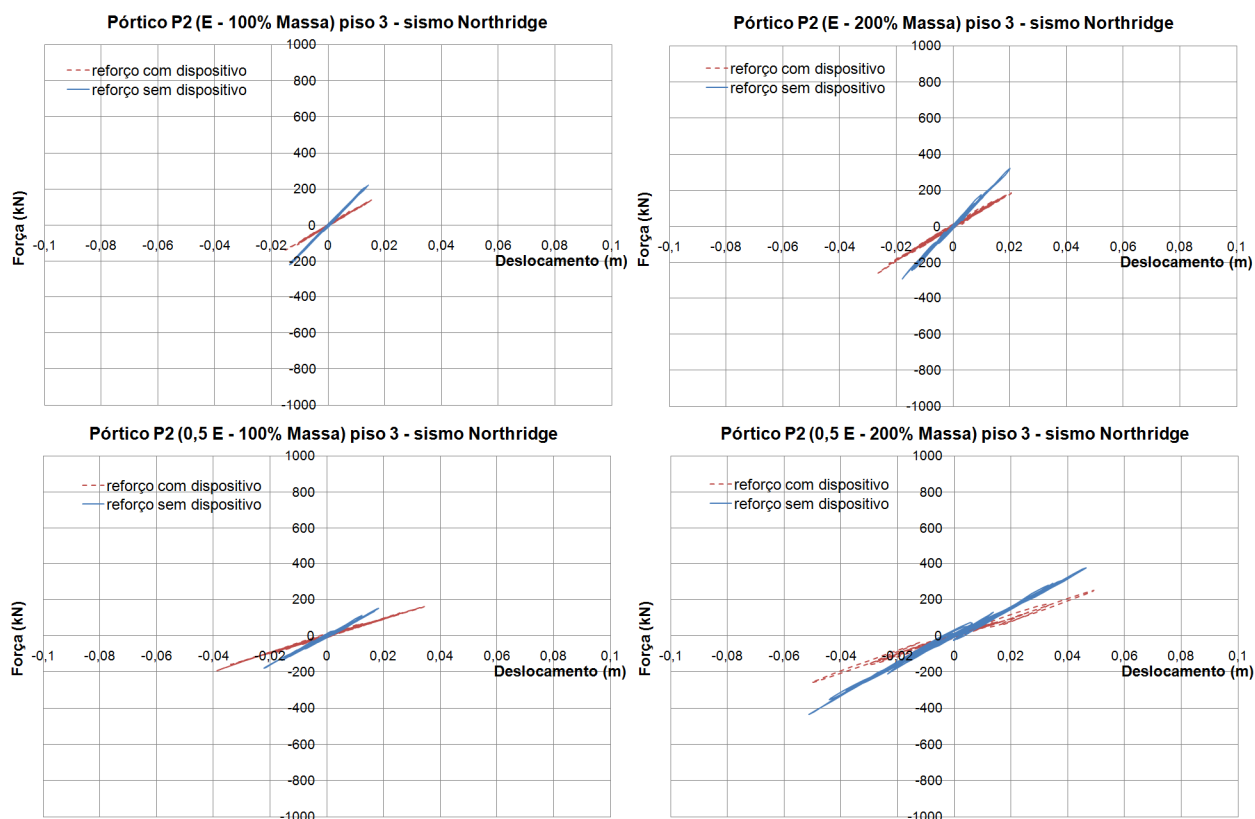


Figura 4.60 - Diagramas força – deslocamento relativo do piso 2 no pórtico P2 para o sismo de Northridge

## 4.2 Comportamento de estruturas de betão armado com dissipadores DIV – análise paramétrica



**Figura 4.61** - Diagramas força – deslocamento relativo do piso 3 no pórtico P2 para o sismo de Northridge

Da observação das Figuras 4.59 a 4.61 constata-se que a força actuante na estrutura com dissipadores DIV é inferior à da estrutura sem os mesmos, o decréscimo continua a atingir em alguns casos cerca de 50%, excepto para o caso do pórtico com 100% da massa e metade do módulo de elasticidade em que a força actuante no pórtico com dissipadores é superior. O deslocamento relativo entre pisos nas estruturas com os dissipadores aumenta ligeiramente, no entanto, para o caso da análise com 200% de massa e metade módulo de elasticidade os deslocamentos relativos para a estrutura sem dissipadores são superiores à estrutura sem dissipadores.

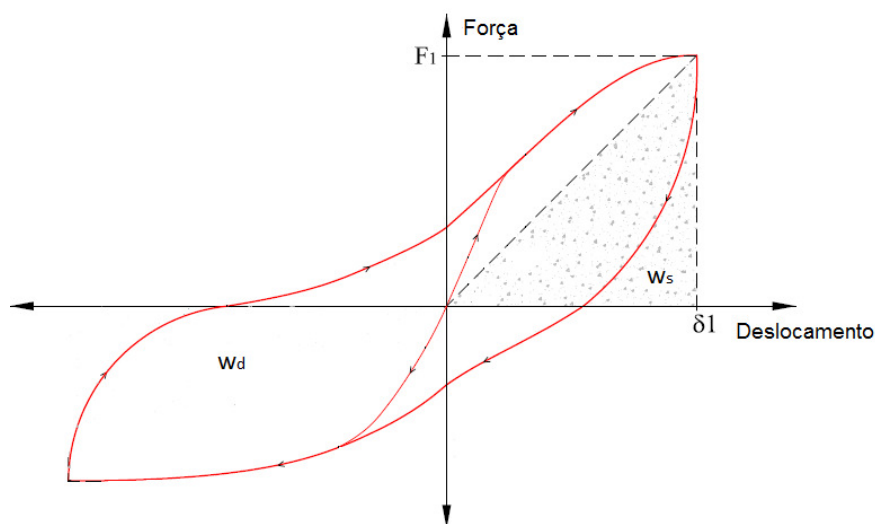
Para o sismo de Northridge obteve-se esforços actuantes e deslocamentos relativos superiores aos do sismo do RSA. O desempenho dos pórticos com os dissipadores DIV foi muito semelhante nos dois casos, obteve-se esforços inferiores e deslocamentos superiores nas estruturas com os mesmos.

#### 4.2.3.6 Amortecimento Viscoso Equivalente

Como forma de avaliar o desempenho do reforço com dispositivo optou-se por calcular a taxa de amortecimento viscoso equivalente,  $\xi_{eq}$ , que é dado pela expressão 4.32 (Priestley, Seible et al. 1996).

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \times \left( \frac{w_d}{w_s} \right) \quad (4.31)$$

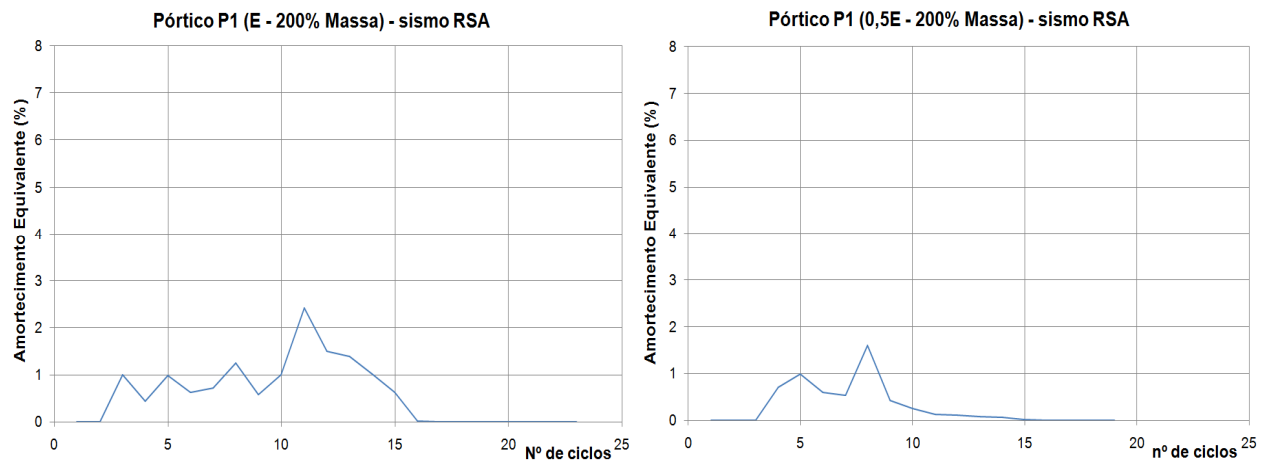
Onde os parâmetros  $w_d$  e  $w_s$  são retirados dos diagramas força - deslocamento ao fim de cada ciclo de deslocamento, Figura 4.62.  $w_d$  corresponde à energia dissipada por ciclo,  $w_s$  representa a energia de deformação elástica armazenada de um sistema elástico e linear equivalente.



**Figura 4.62** - Diagrama força-deslocamento com os parâmetros de cálculo do amortecimento viscoso equivalente, adaptado (Rodrigues 2005)

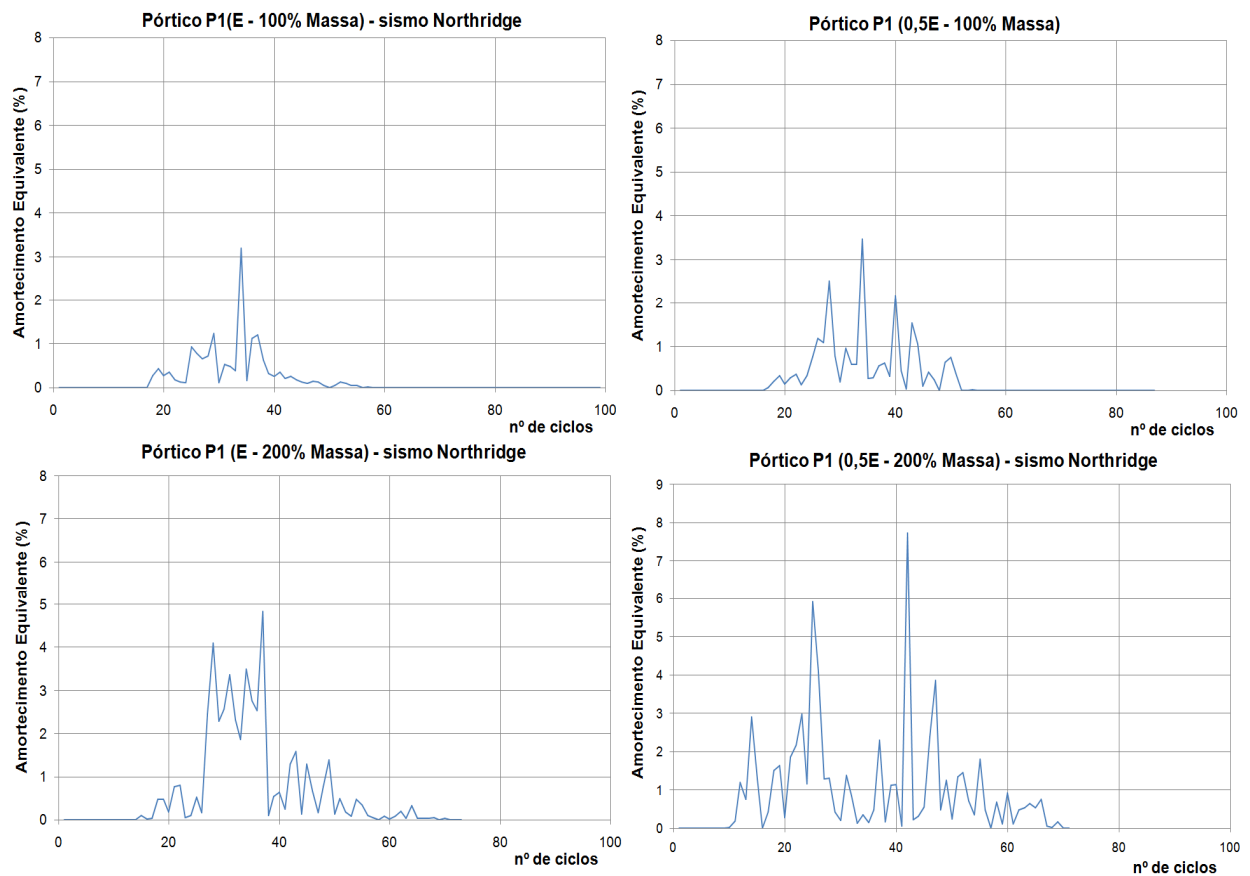


Na Figura 4.63 pode se observar o andamento do amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamento, no pórtico P1 para a acção sísmica tipo do RSA.



**Figura 4.63-** Amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamento no pórtico P1 para o sismo tipo do RSA

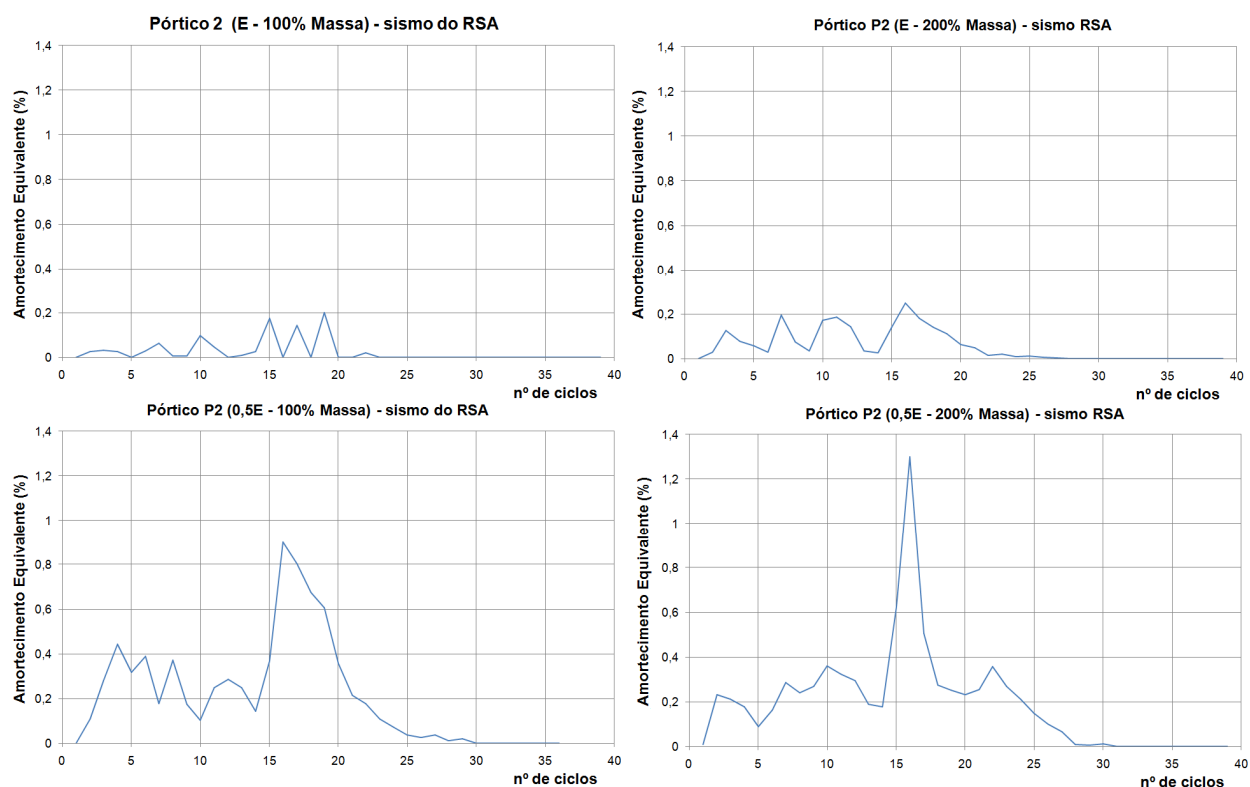
A Figura 4.64 apresenta o amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamento no pórtico P1 para a acção sísmica de Northridge.



**Figura 4.64-** Amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamentos no pórtico P1 para o sismo de Northridge

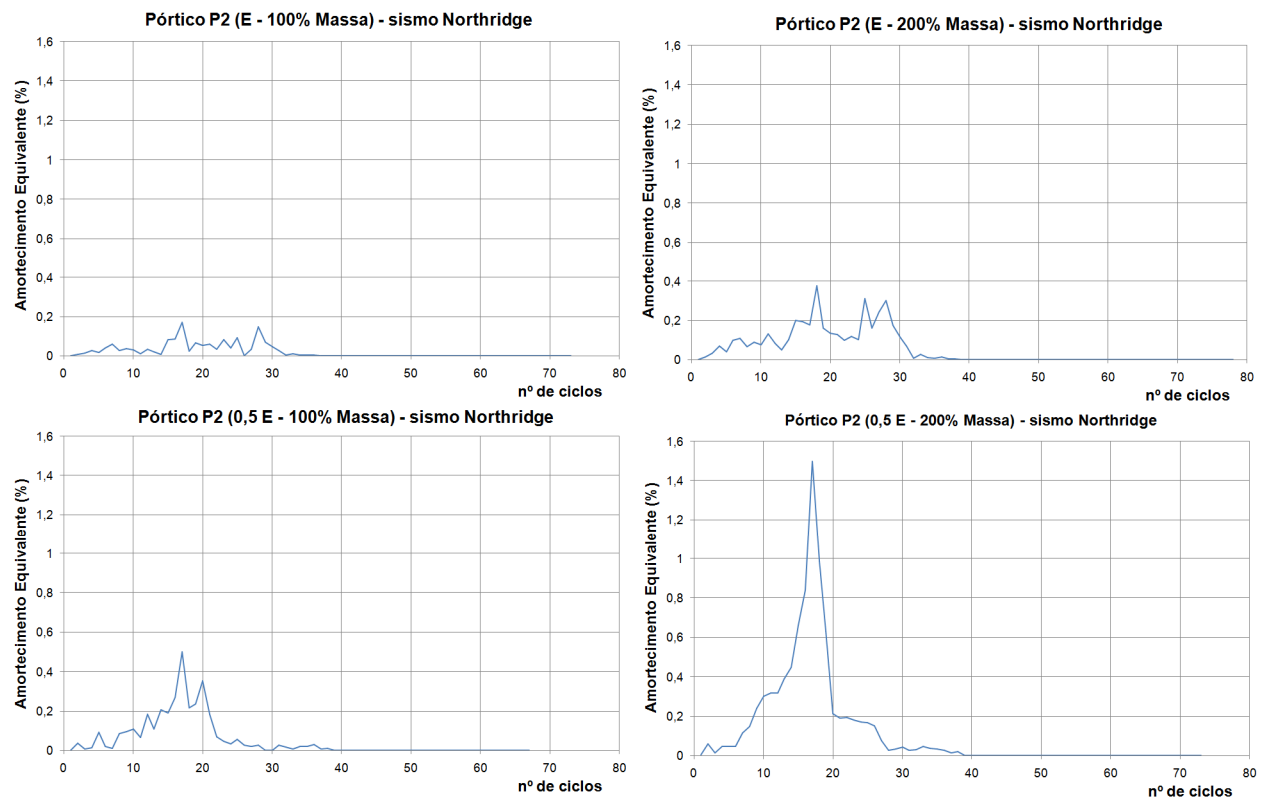
Os resultados dos pórticos com 100% de massa para o sismo tipo do RSA não foram apresentados, porque nesses casos não ocorre amortecimento viscoso equivalente. Nas Figuras 4.63 e 4.64 constata-se que as estruturas com dissipadores DIV têm um amortecimento viscoso equivalente muito superior para a análise do sismo de Northridge, isto deve-se ao facto de esse sismo ter uma intensidade mais elevada.

Na Figura 4.65 pode se observar o andamento do amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamento no piso 1 do pórtico P2 para a acção sísmica tipo do RSA.



**Figura 4.65** - Amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamento no pórtico P2 para o sismo tipo do RSA

A Figura 4.66 apresenta o amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamento no piso 1 do pórtico P2 para a acção sísmica de Northridge.

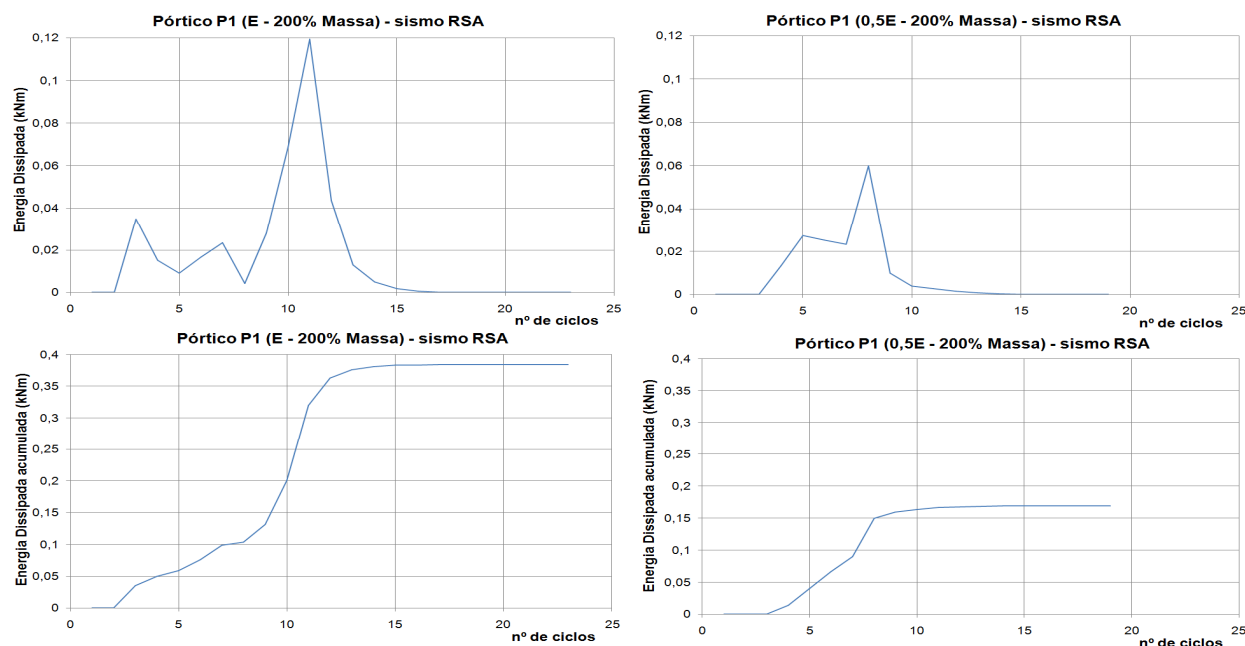


**Figura 4.66** - Amortecimento viscoso equivalente ao longo dos ciclos de deslocamento no pórtico P2 para o sismo de Northridge

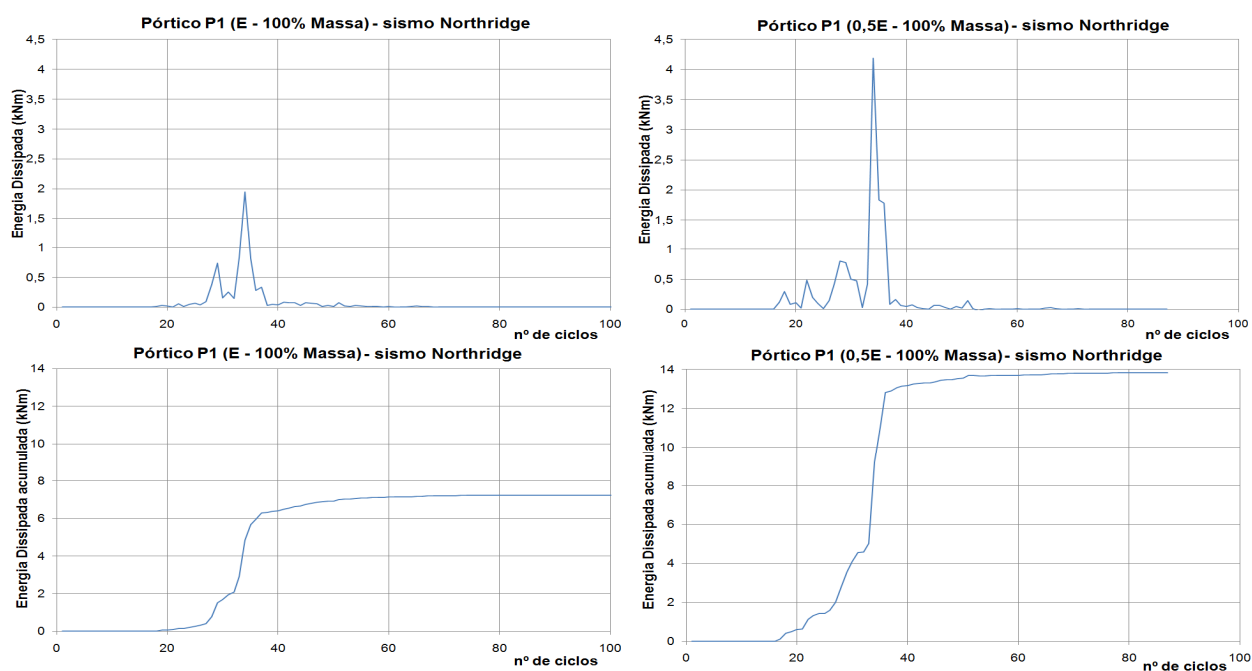
Nas Figuras 4.65 e 4.66 observar-se que as estruturas com dissipadores DIV continuam a ter um amortecimento viscoso equivalente muito superior para a análise do sismo de Northridge.

### 4.2.3.7 Energia Dissipada

As Figuras 4.67 a 4.69 indicam a energia dissipada em cada ciclo de deslocamento e a acumulação de energia dissipada ao longo dos ciclos no pórtico P1 para o sismo tipo do RSA e o sismo de Northridge.

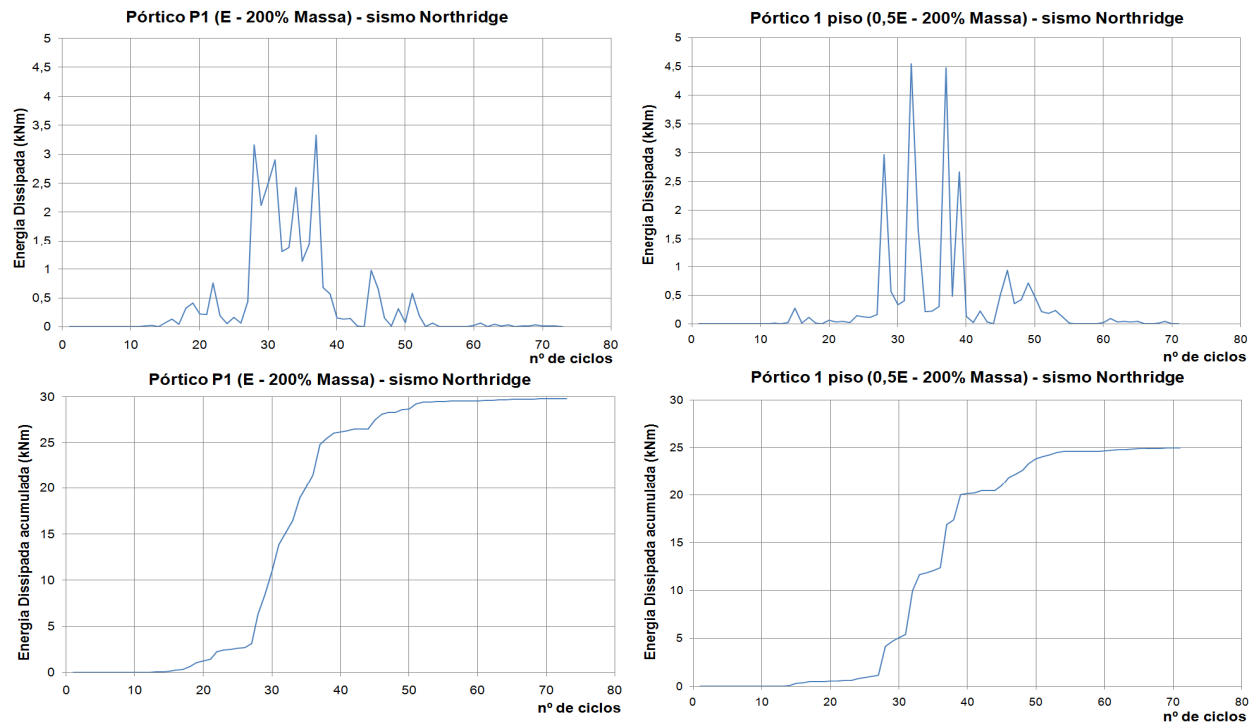


**Figura 4.67-** Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P1 para a acção sísmica tipo do RSA



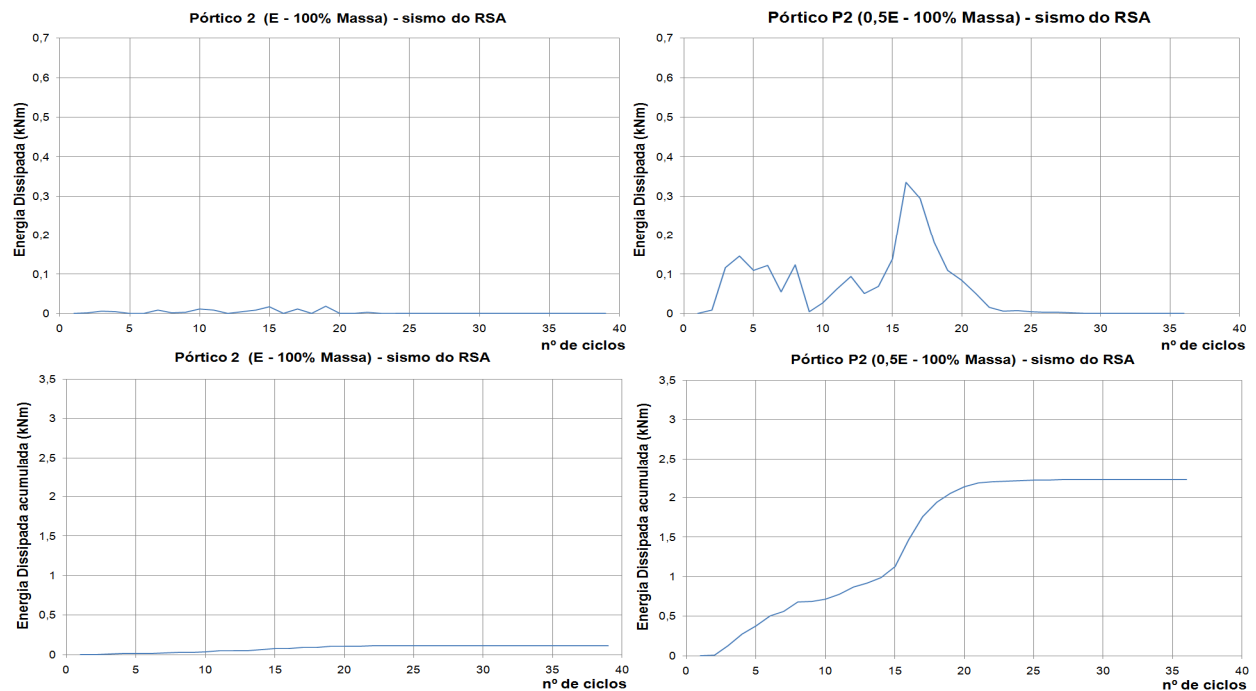
**Figura 4.68-** Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P1 com 100% Massa, para a acção sísmica de Northridge

## 4.2 Comportamento de estruturas de betão armado com dissipadores DIV – análise paramétrica

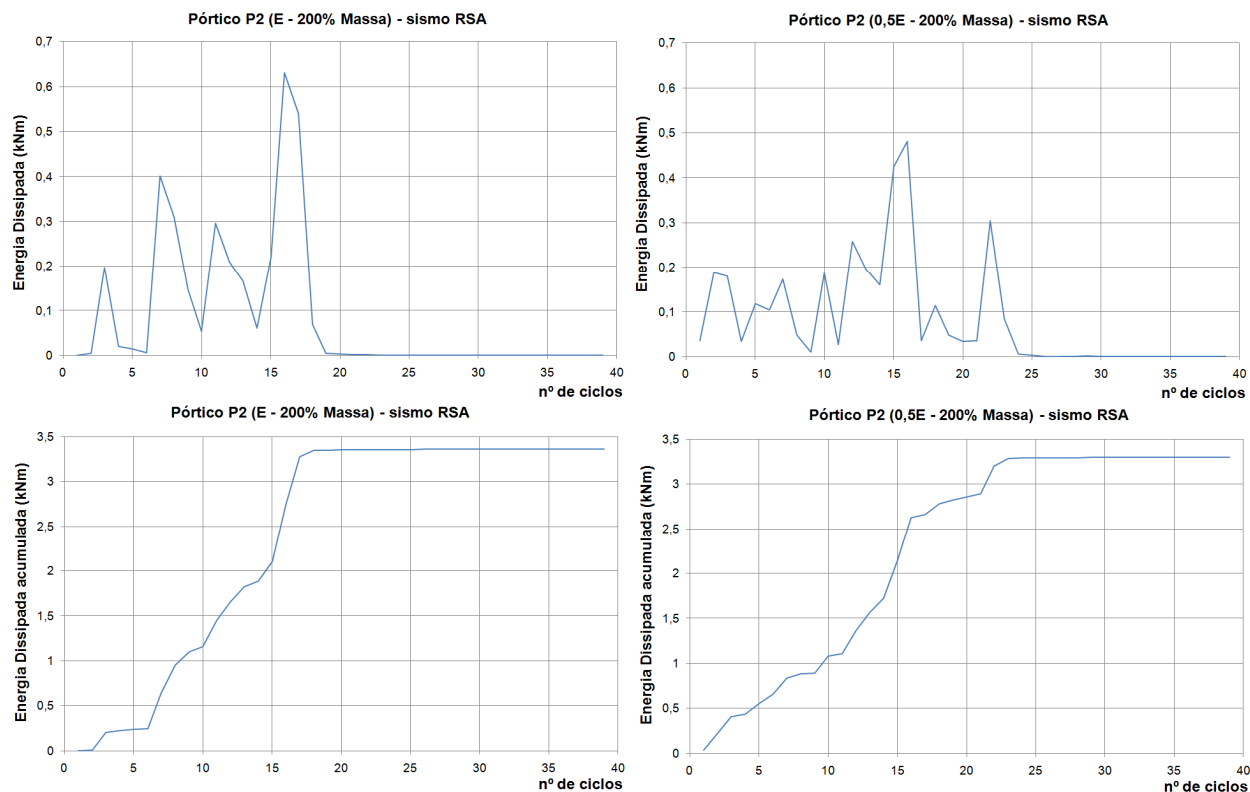


**Figura 4.69-** Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P1 com 200% Massa, para a acção sísmica de Northridge

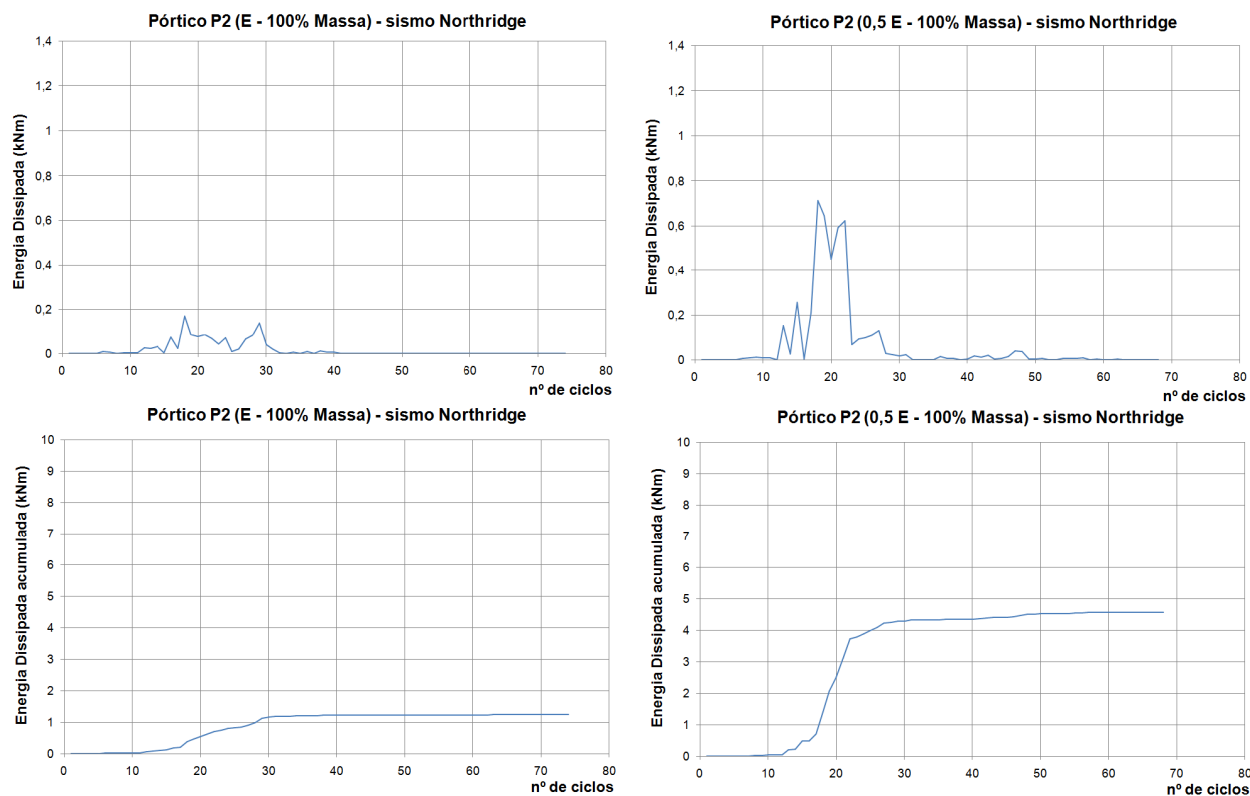
As Figuras 4.70 a 4.73 apresentam a energia dissipada em cada ciclo de deslocamento e a acumulação de energia dissipada ao longo dos ciclos no piso 1 do pórtico P2 para o sismo tipo do RSA e o sismo de Northridge.



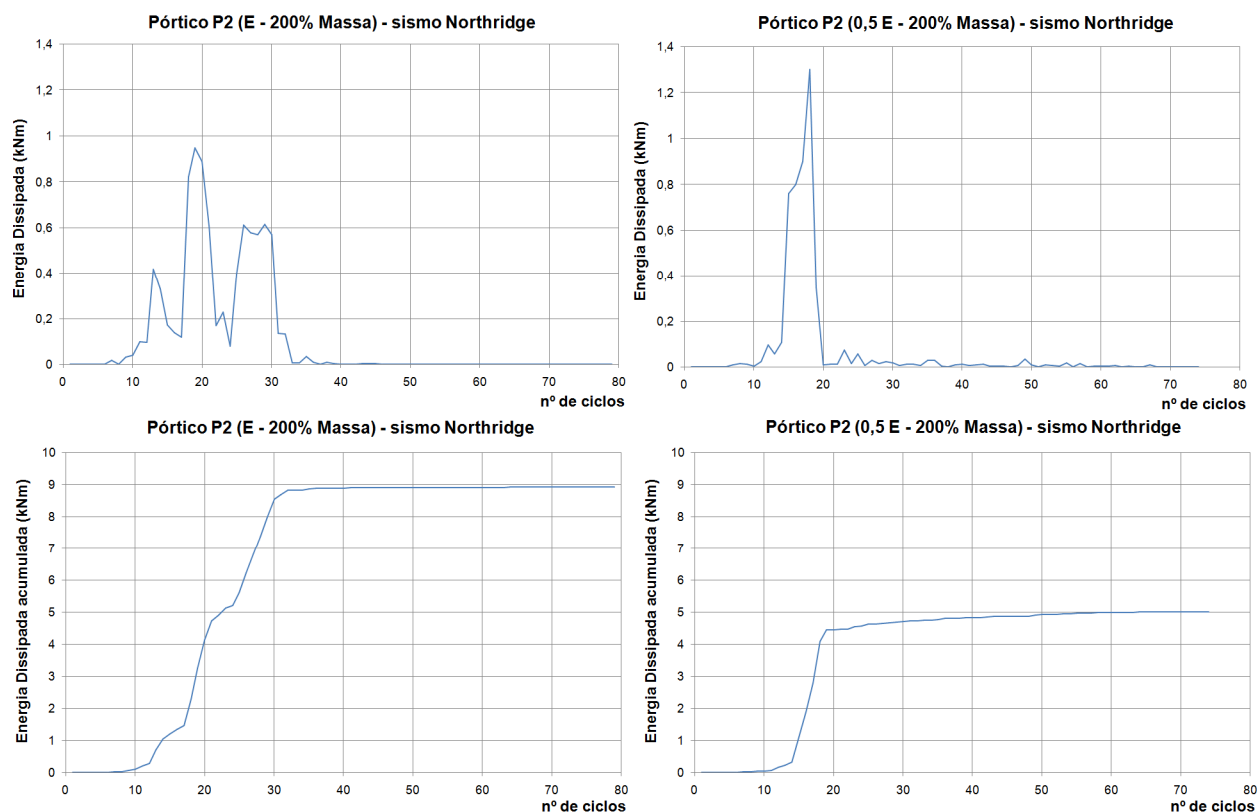
**Figura 4.70 -** Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P2 com 100% Massa, para a acção sísmica do RSA



**Figura 4.71** - Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P2 com 200% Massa, para a acção sísmica do RSA



**Figura 4.72** - Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P2 com 100% Massa, para a acção sísmica de Northridge



**Figura 4.73-** Dissipação de energia durante os ciclos de deslocamento no pórtico P2 com 200% Massa, para a acção sísmica de Northridge

Pelas figuras anteriores constata-se que para o sismo tipo do RSA a energia dissipada pelo dispositivo é muito baixa quando comparada com o sismo de Northridge. A maior quantidade de energia dissipada corresponde aos ciclos que têm maiores deslocamentos, ao longo do tempo a energia dissipada tende para o valor nulo, acompanhando assim a diminuição de acelerações e correspondentes deslocamentos devido ao sismo.

Mais uma vez isto vem demonstrar que a eficácia deste sistema depende muito dos deslocamentos impostos, e que quando estes são suficientes para garantir uma rotação na base que leve à cedência da resina os resultados são muito bons.

#### **4.2.4 Análise global dos resultados obtidos com o estudo paramétrico**

##### **4.2.4.1 Geometria das estruturas**

Com o aumento do número de pisos das estruturas analisadas o valor da frequência para o primeiro modo de vibração diminuiu na secção sem dissipador e aumentou na secção com dissipador de energia DIV. Os deslocamentos absolutos no topo do pórtico P2 são sempre superiores aos deslocamentos do pórtico P1, isto porque a estrutura torna-se mais flexível com o aumento de altura. O aumento da altura da estrutura levou também a um aumento do esforço transversal máximo e do momento flector máximo.

##### **4.2.4.2 Secções das estruturas**

As secções com dissipador apresentam sempre maiores deslocamentos absolutos. O esforço transversal máximo e o momento flector máximo são sempre menores nas secções com dissipadores DIV. Nenhuma das secções sem dissipador de energia apresenta dissipação de energia, ao contrário das secções com dissipador, onde apenas as secções P1-RCD1 e P2-RCD2 não dissipam energia.

##### **4.2.4.3 Rigidez das estruturas**

Com a redução da rigidez das estruturas, a frequência do primeiro modo de vibração diminuiu. Os deslocamentos aumentaram em todas as análises e obteve-se valores de esforço transversal menores, assim como de momento flector. A diminuição da rigidez conduziu a um aumento da percentagem de amortecimento equivalente na estrutura ao longo dos ciclos de oscilação.

##### **4.2.4.4 Tipo de Acção**

As análises realizadas com o sismo de Northridge conduziram a valores mais elevados de deslocamentos absolutos, esforço transversal máximo, momento flector máximo e de amortecimento equivalente e energia dissipada. Isto, deve-se ao facto do sismo de Northridge ter um pico de aceleração muito mais elevado que o sismo do RSA, introduzindo assim muito mais energia na estrutura.



#### **4.2.4.5 Carregamento**

Com o aumento da massa da estrutura para o dobro do seu valor inicial a força introduzida pela aceleração sísmica na estrutura também aumentou. O que conduziu a um aumento dos deslocamentos absolutos, do esforço transversal máximo e momento flector máximo. Como os pórticos foram mais solicitados com o aumento da massa, o dissipador de energia DIV também teve um desempenho melhor, conduzindo assim para um aumento de amortecimento equivalente da estrutura.



## CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste capítulo apresenta-se uma síntese das principais conclusões referidas ao longo deste estudo e referem-se ainda alguns temas que podem ser objecto de desenvolvimentos futuros.

### 5.1 Síntese

No capítulo 2 foi realizado um trabalho de pesquisa sobre os vários sistemas passivos de reforço e protecção sísmica. São descritos de forma sintética vários desses sistemas, assim como trabalhos de investigação realizados por diferentes autores.

Fez-se no capítulo 3 uma caracterização de possíveis materiais e mecanismos para os dissipadores de energia. Numa primeira fase caracterizaram-se as propriedades mecânicas dos materiais constituintes dos ensaios, numa segunda fase caracterizaram-se os tipos de ensaio e analisaram-se os seus resultados.

Foram analisados dois tipos de dissipadores:

- O dissipador para instalação em varões roscados de betão armado (DIVR), funciona pela resistência da rosca às forças impostas durante a tracção do varão. Para este sistema compararam-se diferentes formas de reforço do dispositivo de modo a aumentar a resistência da rosca de resina.
- O dissipador para instalação em varões de betão armado (DIV), que funciona apenas por compressão do dispositivo. Para este sistema foram ensaiadas quatro compósitos de resina e agregados leves diferentes, compósito de resina e agregados de cortiça (compósito RC) e compósito de resina e agregados de borracha (compósito RB). O objectivo destes ensaios foi saber a influência dos compósitos leves no desempenho à compressão monotónica e cíclica do dispositivo.

No capítulo 4 simulou-se o comportamento de estruturas de betão armado com o dissipador DIV. Na primeira parte deste capítulo apresenta-se um modelo de fibras da secção realizado de modo a caracterizar o comportamento de secções de betão com o dispositivo aplicado. Foram simuladas quatro secções de betão armado e obteve-se para cada uma um diagrama momento – rotação. Na segunda parte, fez-se uma análise paramétrica com o dissipador aplicado em estruturas de betão armado, tendo-se para o efeito variado diversos parâmetros, geometria, secção, acção sísmica, rigidez e carregamento. Para a análise da estrutura utilizou-se um

programa de cálculo automático de estruturas onde se considerou uma análise com comportamento não linear da secção.

## 5.2 Conclusões

Ao longo deste estudo concluiu-se que o dissipador ideal é o que tira partido apenas do efeito da compressão nos compósitos leves constituintes do dissipador DIV. Dos ensaios realizados aos dissipadores DIVR constata-se que a rotura acontece sempre pela rosca do dissipador, não se conseguindo obter um patamar de cedência suficientemente extenso para que se possa tirar partido da dissipação de energia.

Devido à concepção adoptada para o dispositivo DIV os ciclos histeréticos da compressão cíclica passam sempre pelo ponto de momento nulo e rotação nula (0,0).

O dispositivo adoptado depende da cedência do material que o constitui, neste caso um compósito de resina com agregados leves. Isto torna o desempenho do dispositivo dependente do nível de deformações. Nas análises realizadas à secção de betão armado constata-se que para atingir a cedência do compósito é necessário que o aço inicial atinja extensões muito elevadas, chegando mesmo atingir o início do ramo de endurecimento.

Os diagramas momento-rotação resultantes de secções com o dissipador DIV são caracterizados por três declives diferentes. O primeiro declive representa a evolução do momento resistente quando o aço inicial se encontra em regime elástico. O segundo declive corresponde à entrada do aço inicial no patamar de cedência e ao aumento da tensão no DIV mais comprimido. O terceiro declive é devido à entrada em cedência do DIV mais comprimido e ao aço inicial entrar em regime de endurecimento.

Quando aplicado a estruturas de betão armado, o dispositivo baixa a rigidez dos pilares, o que provoca uma diminuição dos ciclos de deslocamento ao longo da acção sísmica mas leva a um aumento de deslocamentos absolutos. Devido à redução de rigidez os esforços máximos actuantes na estrutura vão ser menores e no caso do momento actuante este para além de menor tem o seu máximo limitado pela força de cedência dos dissipadores DIV.

Durante a simulação realizada verificou-se também que a dissipação de energia depende dos deslocamentos sofridos pela estrutura, ou seja, quanto maiores forem os deslocamentos provocados pela acção sísmica maior será a dissipação de energia. Sendo assim os parâmetros que mais influenciam o desempenho dos dissipadores são a rigidez da estrutura, o carregamento e a acção sísmica. Quanto maior for o carregamento e a acção sísmica e menor for a rigidez da estrutura, maiores serão os deslocamentos da mesma.

O amortecimento viscoso equivalente que ocorre na estrutura com dissipadores DIV é também dependente da acção sísmica e dos deslocamentos sofridos pela estrutura, ou seja, quanto maior for a acção, maior será o amortecimento.

Conclui-se que a utilização de dissipadores DIV em estruturas de betão armado tem a grande vantagem de se obterem menores esforços de dimensionamento por vezes com diminuições superiores a 50%, sendo contudo necessário controlar os maiores deslocamentos que ocorrem na estrutura. Pode-se constatar ainda, que existe um maior amortecimento ao longo do tempo, das vibrações provocadas pela acção sísmica nas estruturas com dissipadores DIV.

Atendendo ao estudo paramétrico realizado, outra grande vantagem na utilização dos dispositivos DIV é que após a actuação de um sismo, os pilares com estes dissipadores sofreram menos danos que os pilares sem dissipadores. A acção de reparação dos dispositivos DIV passará, em princípio, por uma substituição dos prismas de compósitos leves, ao contrário do pilar de betão armado, sem dispositivos DIV, em que todo o nó do pilar poderá ter de ser reparado.

### **5.3 Desenvolvimentos Futuros**

Concepção de um material com características semelhantes aos compósitos estudados mas que tenha uma maior rigidez elástica e uma menor tensão de cedência. De forma a obter-se uma menor degradação da secção do pilar.

Realização de ensaios cíclicos em pilares com dissipador DIV instalado.

A realização de ensaios de estruturas tridimensionais utilizando uma mesa sísmica poderá ser outra hipótese na caracterização do desempenho deste dispositivo, uma vez que permitiria caracterizar o nível de amortecimento obtido com o dissipador.

A nível de modelação numérica poder-se-ão utilizar modelos tridimensionais em vez dos bidimensionais simplificados, bem como utilizar programas de cálculo automático análise não linear.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aiken, I., D. Nims, et al. (1993). Testing of Passive Energy Dissipation Systems. Earthquake Spectra. California, USA, Earthquake Engineering Research Institute California. **9**.
- ALGA. (2009). "Antiseismic devices." Página consultada a 20 de Janeiro, 2009, [www.Alga.it](http://www.Alga.it).
- Appleton, J. and J. P. Saraiva (2006). Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de Acordo com o EUrocódigo 8 - Parte 3. 4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. Lisboa.
- CEN (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. E. C. f. Standardization. Brussels, CEN: 33-34.
- Chopra, A. K. (2000). Dynamics of Structures. California, A Primer.
- Clark, A. J. (1988). Multiple passive tuned mass damper for reducing earthquake induced building motion. 9th World Conf. on Earthquake Engrg. **5**: 779-784.
- Croci, G. (2000). The restoration of the Basilica of St Francis of Assisi. Symposium Bridging large spans from antiquity to the present. Istambul, IASS-MSU: 121-134.
- D. Lee, D. P. T. (2001). "Viscous damper development and future trends." The Structural Design of Tall Buildings **10**(5): 311-320.
- DN. (2010). "Sismo no Haiti matou 222 mil pessoas.", 12 de Julho. Página consultada a 14 de Julho, 2010, [http://www.dnoticias.pt/actualidade/mundo/218293-sismo-no-haiti-matou-222-mil-pessoas?quicktabs\\_2=2](http://www.dnoticias.pt/actualidade/mundo/218293-sismo-no-haiti-matou-222-mil-pessoas?quicktabs_2=2).
- Dowell, R. K., F. Seible, et al. (1998). "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members." ACI Structural Journal: 607-67.
- Duerig, T., K. N. Melton, et al. (1990). Engineering aspects of shape memory alloys. London, Butterworth-Heinemann.
- Engineers, U. S. A. C. o. (1997). Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems. Engineering Structures. Washington, USA, U.S. Army Corps of Engineers.
- Ferreira, J. P. (2006). Hospital da Luz - Um Edifício com isolamento sísmico de Base. Engenharia e Vida. Lisboa, Portugal, Loja da Imagem: 26-33.
- FIP, I. (2009). "Seismic Devices." Página consultada a 20 de Janeiro, 2009, [http://www.fip-group.it/fip\\_ind\\_eng/prodotti.html](http://www.fip-group.it/fip_ind_eng/prodotti.html).
- Guerreiro, L. (2006). Sistemas de Dissipação de Energia. Textos de Apoio ao Mestrado de Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico. Lisboa, Portugal, Instituto Superior Técnico.
- Hartog, D. (1956). Mechanical Vibrations. New York, McGraw-Hill.

- Housner, G. W., L. A. Bergman, et al. (1997). "Structural Control: Past, Present, and Future." Journal of Engineering Mechanics **123**(9): 897-971.
- Loureiro, L. (2008). Isolamento de Base em Pontes - Análise do Efeito da Rigidez Pós-Cedência dos Sisemas de Isolamento. Engenharia Civil. Lisboa, Portugal, Instituto Superior Técnico de Lisboa. **Tese de Mestrado**.
- M. C. Constantinou, M. D. S. (1993). "Seismic response of structures with supplemental damping." The Structural Design of Tall Buildings **2**(2): 77-92.
- Makris, N. and M. C. Constantinou (1992). "Spring-viscous damper systems for combined seismic and vibration isolation." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **21**(8): 649-664.
- Malvern, L. E. (1969). Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium. New Jersey, Prentice - Hall.
- Mander, J. B., M. J. N. Priestley, et al. (1988). "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete." Journal of Structural Engineering **114**(8): 1827-1849.
- Mander, J. B., M. J. N. Priestley, et al. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete." Journal of Structural Engineering **114**(8): 1804-1826.
- Mauro, D., C. Donatello, et al. (2001). SMA recentering devices for seismic isolation of civil structures. Smart Structures and Materials 2001: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways Newport Beach, CA, USA, SPIE.
- Mehdi, S. (2001). "Application of semi-active tuned mass dampers to base-excited systems." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **30**(3): 449-462.
- PallDynamics. (2009). "Antiseismic Devices." Página consultada a 20 de Janeiro, 2009, [www.palldynamics.com](http://www.palldynamics.com).
- Park, R. and T. Paulay (1975). Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons.
- PEER. (2010). "Pacific EarthQuake Engineering Research Center." Página consultada a 15 de Fevereiro, 2010, <http://peer.berkeley.edu/>.
- Priestley, Seible, et al. (1996). Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley and Sons.
- Reguengo, R. and C. C. Rodrigues (2008). Relatório de Ensaio de dissipador de energia DIVR simples, confinado com aço ou CFRP. Relatório Interno. Lisboa, Portugal, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- Roberto, V. and A. K. Leslie (1993). "Damped resonant appendages to increase inherent damping in buildings." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **22**(6): 491-507.
- Rodrigues, C. C. (2005). Comportamento às Acções Cíclicas de Pilares de Betão Armado Reforçados com Materiais Compósitos. Engenharia Civil. Lisboa, Portugal, Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia. **Tese de Doutoramento**.
-



- Rodrigues, C. C. and M. A. G. Silva (2007). "Cyclic Compression Behaviour of Polymer Concrete." Journal of Polymer Engineering.
- Sadek, F. M., B.; Taylor, A. W.; Chung, R. M. (1996). Passive Energy Dissipation Devices for Seismic Applications. National Institute of Standards and Technology. T. A. United States Department of Commerce. Gaithersburg, USA.
- Samali, B. and K. C. S. Kwok (1995). "Use of viscoelastic dampers in reducing wind- and earthquake-induced motion of building structures." Engineering Structures **17**(9): 639-654.
- Shen, K. L., T. T. Soong, et al. (1995). "Seismic behaviour of reinforced concrete frame with added viscoelastic dampers." Engineering Structures **17**(5): 372-380.
- Song, G., N. Ma, et al. (2006). "Applications of shape memory alloys in civil structures." Engineering Structures **28**(9): 1266-1274.
- Soong, T. T. and G. F. Dargush (1999). Passive Energy Dissipation and Active Control. Structural Engineering Handbook.
- Takeda, T., M. A. Sozen, et al. (1970). "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes." Journal of the Structural Division, ASCE **96**: 2557-2573.
- Tamai, H. and Y. Kitagawa (2002). "Pseudoelastic behavior of shape memory alloy wire and its application to seismic resistance member for building." Computational Materials Science **25**(1-2): 218-227.
- Tavares, J. (1998). Relatório técnico nº3 do Projecto Risco Sísmico, Gestão e Projectos Portuários em Setúbal e Sesimbra. Lisboa, Portugal, Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- Towashiraporn, P., J. Park, et al. (2002). "Passive control methods for seismic response modification." Progress in Structural Engineering and Materials **4**(1): 74-86.
- Tsai, C. S. (1994). "Temperature Effect of Viscoelastic Dampers during Earthquakes." Journal of Structural Engineering **120**(2): 394-409.
- Whittaker, A. and M. Constantinou, Eds. (2004). Seismic Energy Dissipation Systems for Buildings. Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based. Florida, CRC Press.
- Wikipedia. (2009). "Tuned Mass Damper." Página consultada a 16 de Janeiro, 2009, [http://en.wikipedia.org/wiki/Tuned\\_mass\\_damper](http://en.wikipedia.org/wiki/Tuned_mass_damper).
- Villaverde, R. (1994). "Seismic control of structures with damped resonant appendages." *Proc., First Worl Conf. on Struct. Control, Vol. 3, FPI* –(23-32)



## ANEXOS A

## A.1 Diagramas Deslocamento – Tempo para a análise com a acção sísmica tipo do RSA para os pórticos P1 e P2

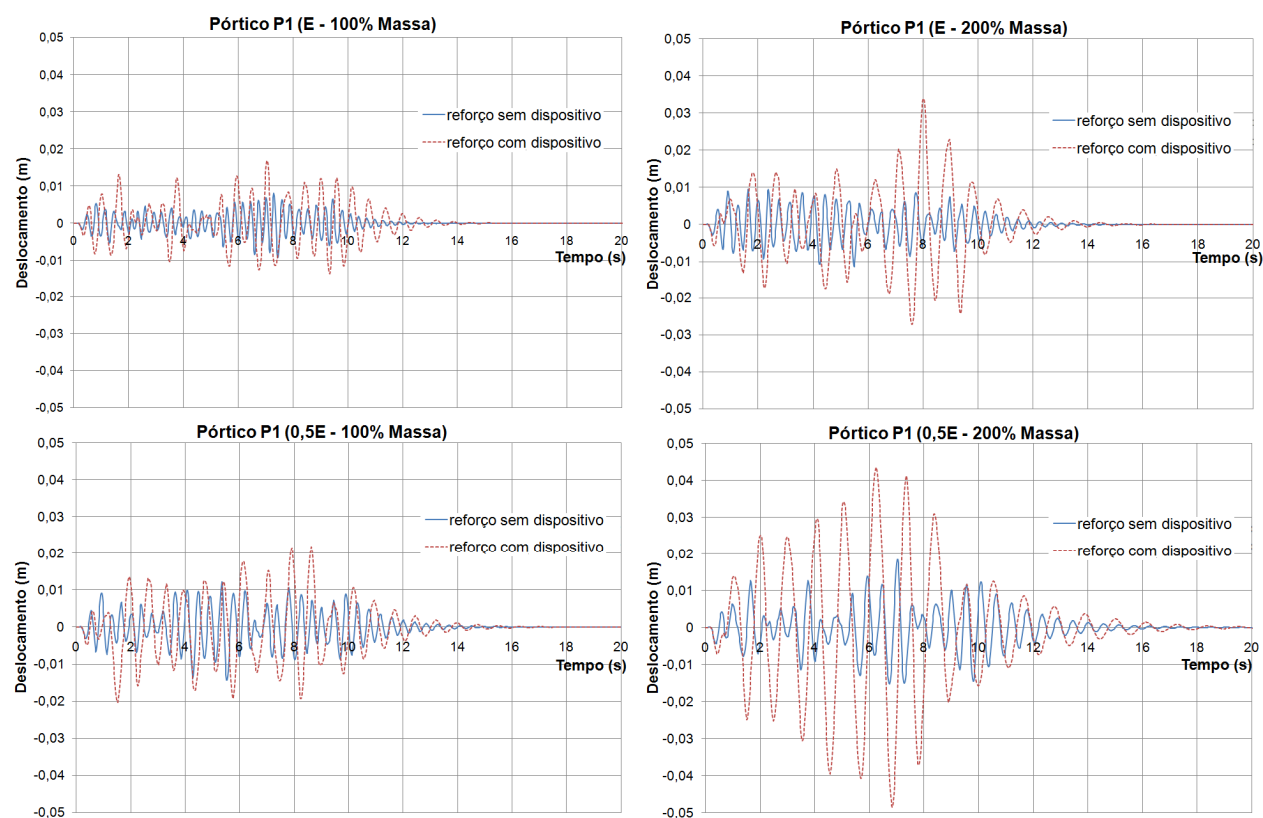


Figura A.1- Diagramas deslocamento - tempo para o sismo do RSA no pórtico P1

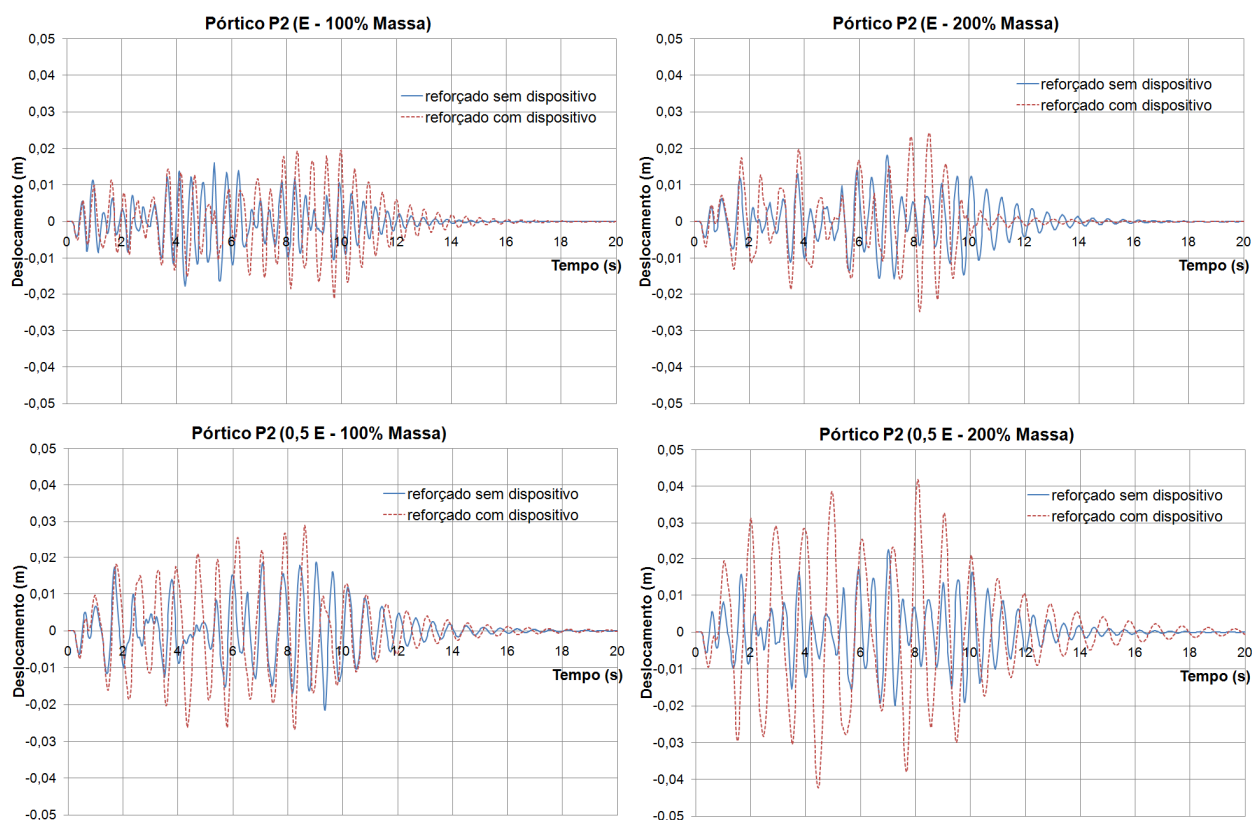
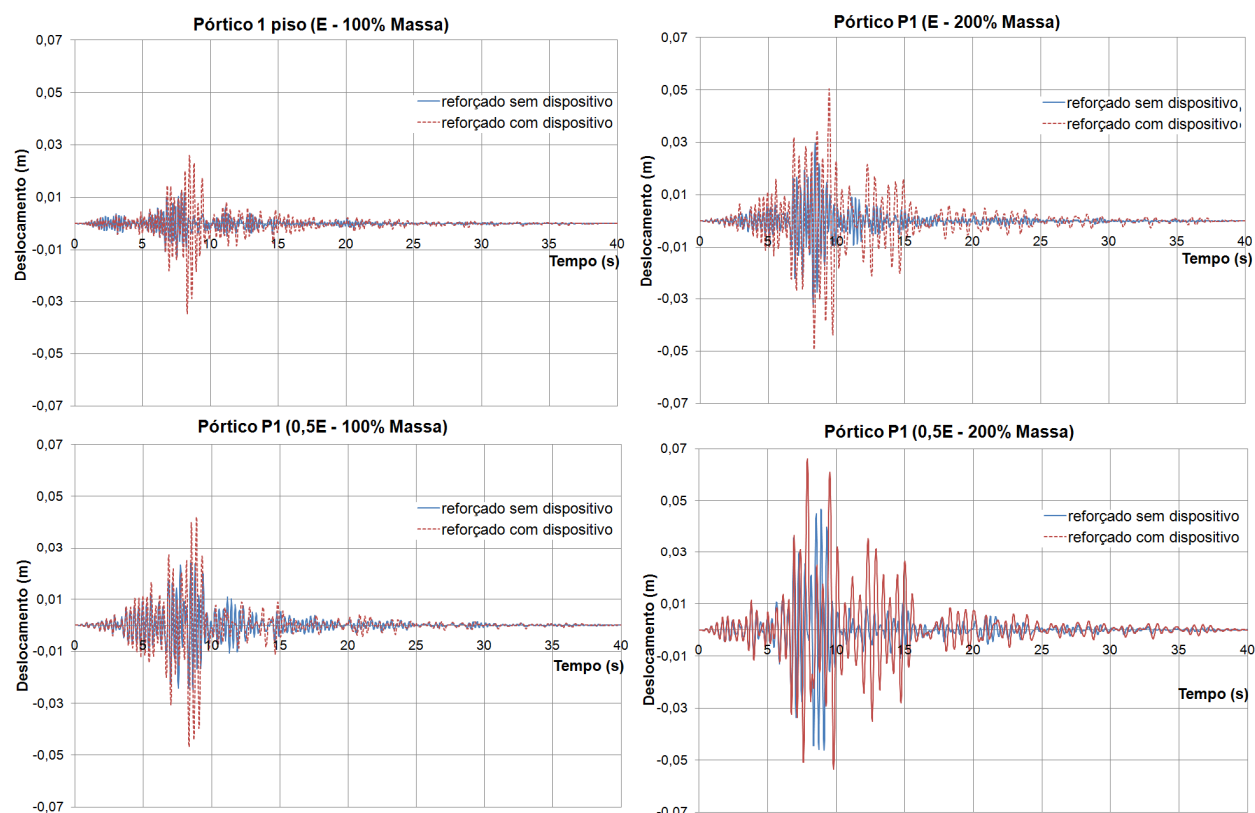
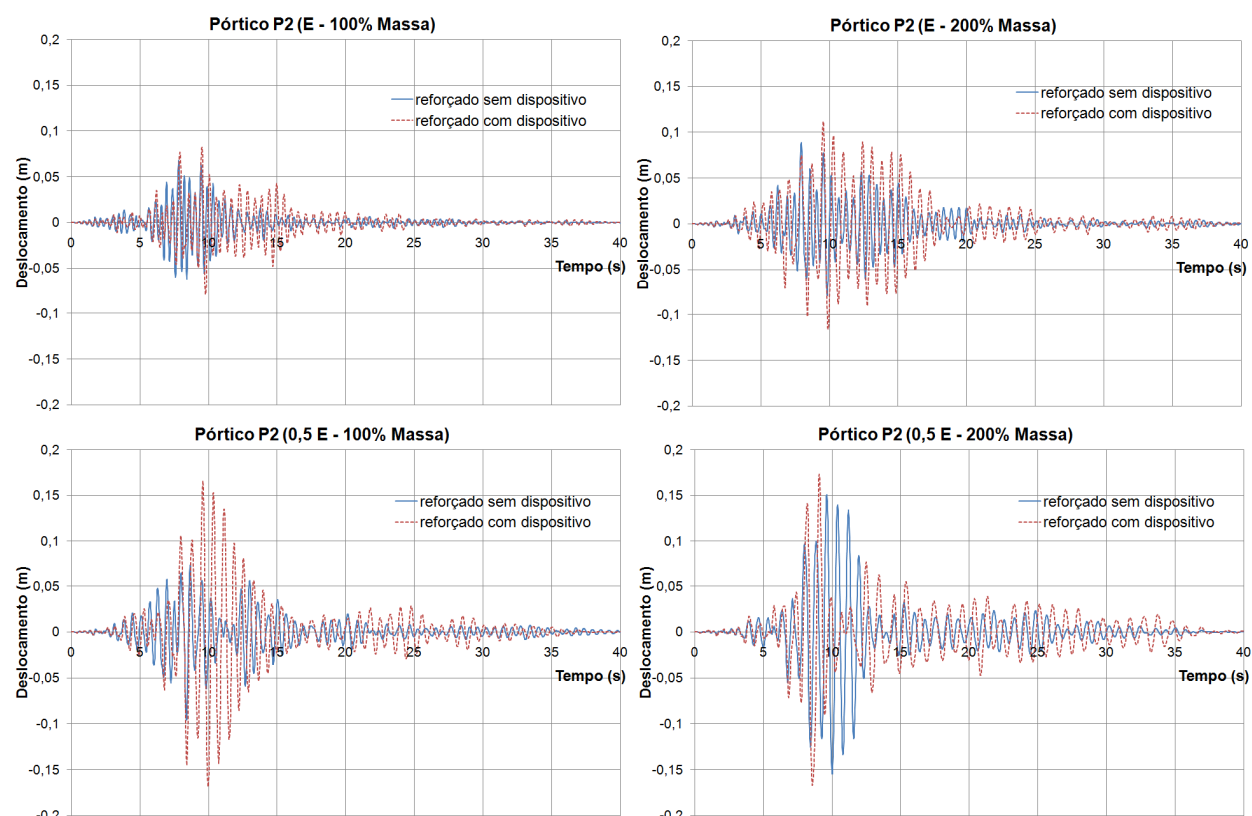


Figura A.2- Diagramas deslocamento - tempo para o sismo do RSA no pórtico P2

## A.2 Diagramas Deslocamento – Tempo para a análise com a acção sísmica de Northridge para os pórticos P1 e P2



**Figura A.3** - Diagramas deslocamento - tempo para o sismo do Northridge no pórtico P1



**Figura A.4**- Diagramas deslocamento - tempo para o sismo do Northridge no pórtico P2

### A.3 Diagramas Força – Tempo para a análise com a acção sísmica tipo do RSA para os pórticos P1 e P2

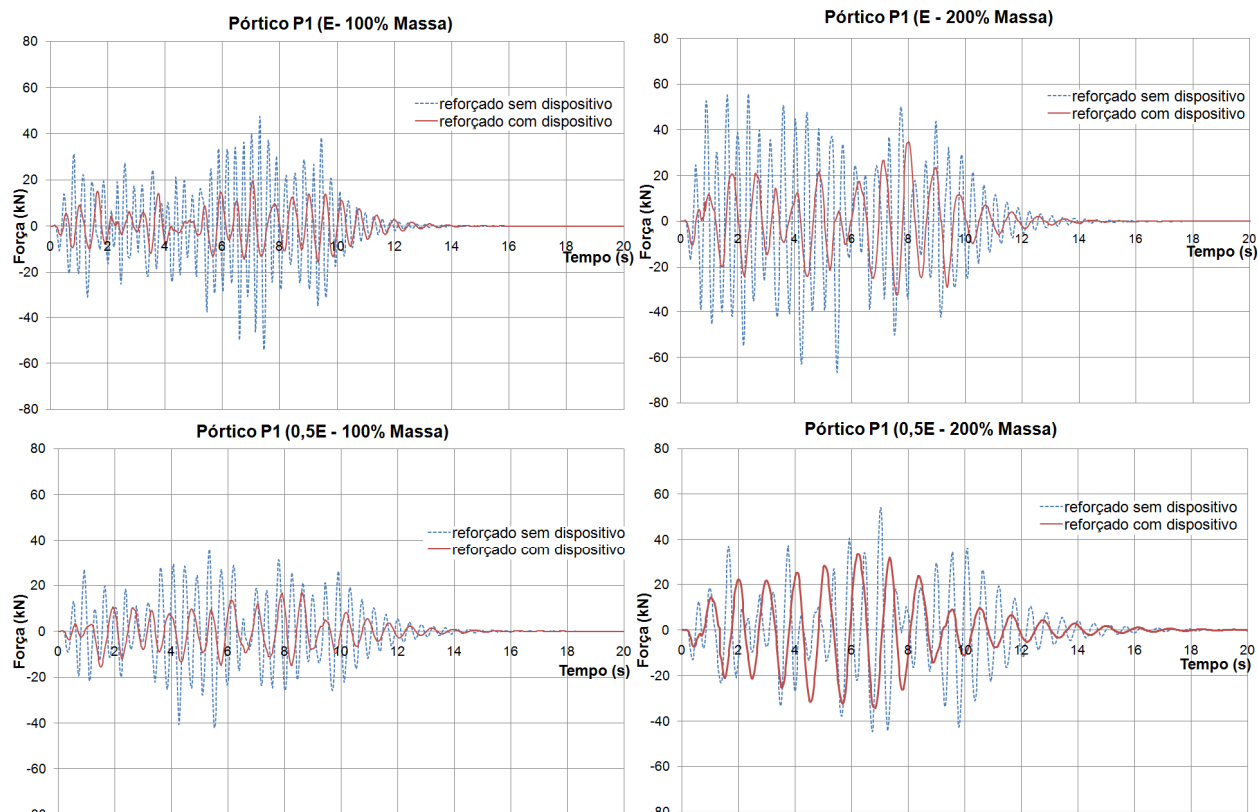


Figura A.5 - Diagramas força - tempo para o sismo do RSA no pórtico P1

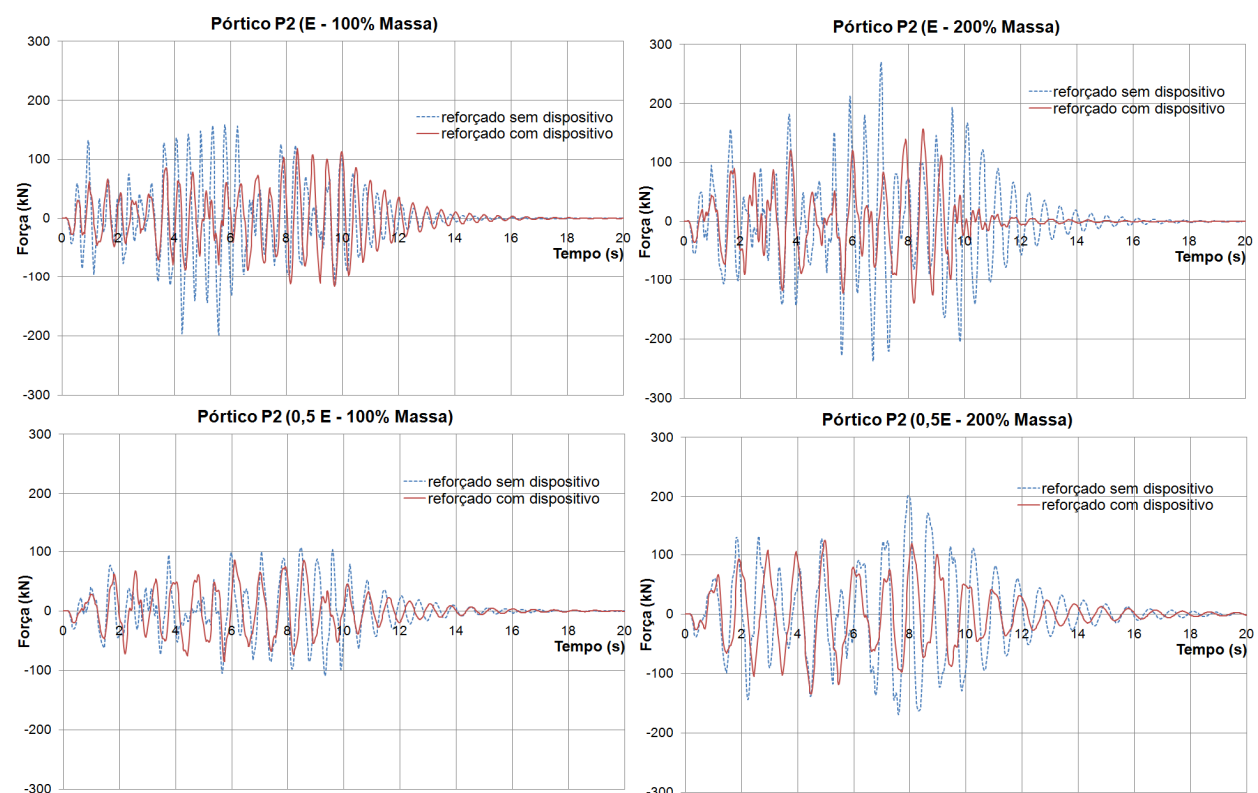


Figura A.6 - Diagramas força - tempo para o sismo do RSA no pórtico P2

#### A.4 Diagramas Força – Tempo para a análise com a acção sísmica de Northridge para os pórticos P1 e P2

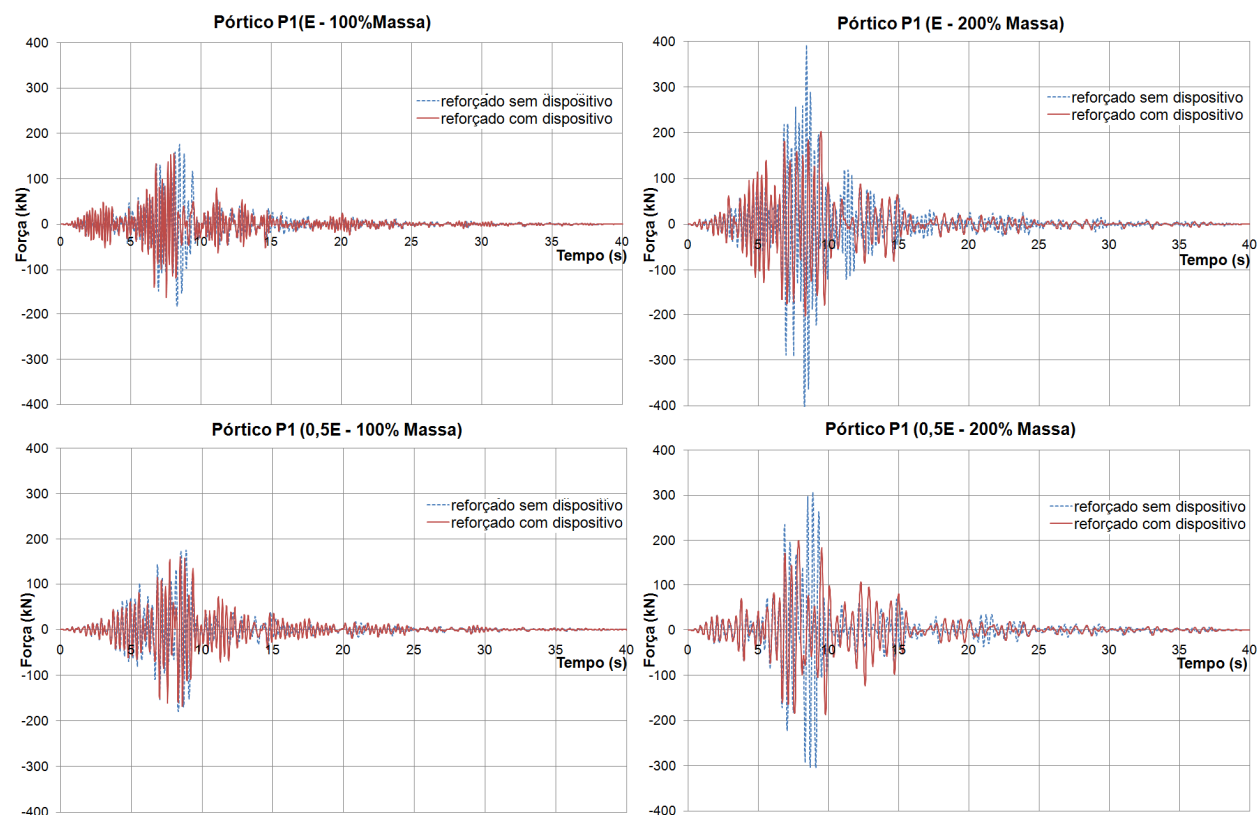


Figura A.7 - Diagramas força - tempo para o sismo de Northridge no pórtico P1

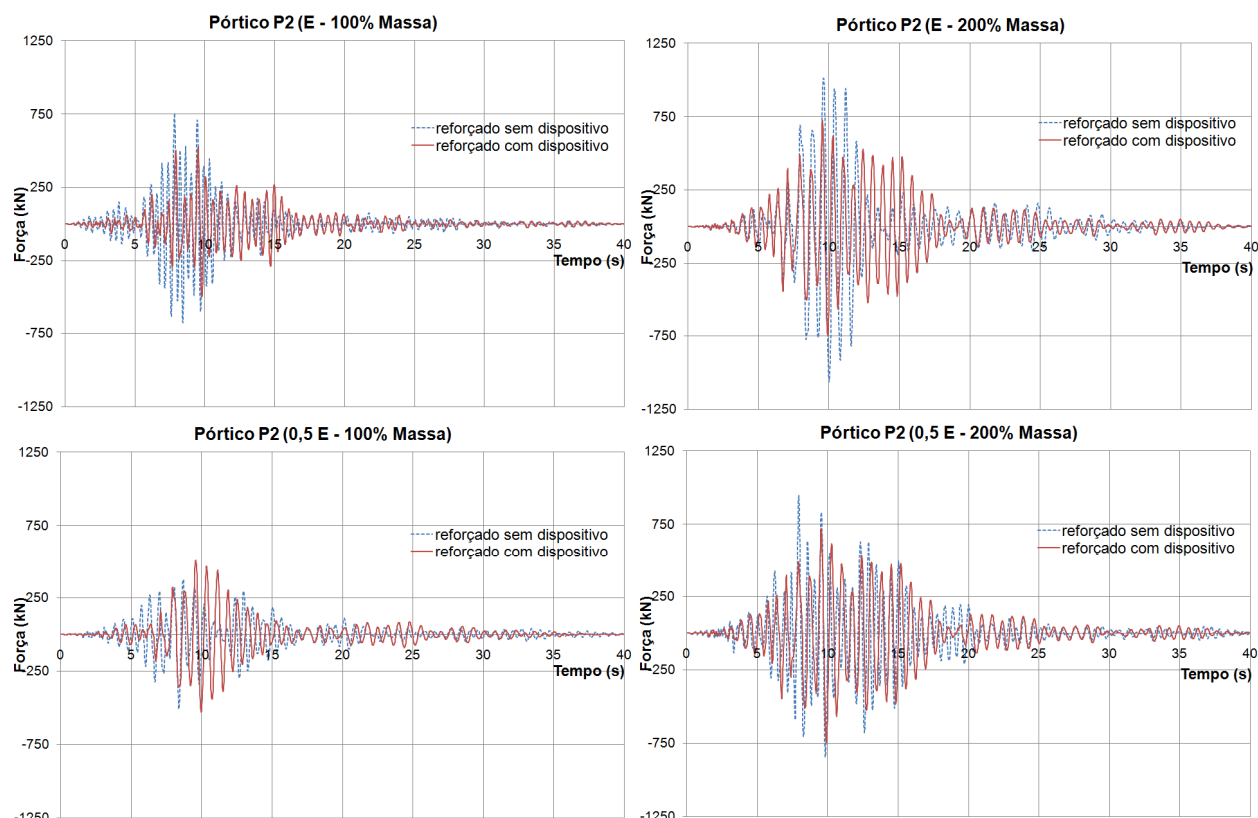


Figura A.8 - Diagramas força - tempo para o sismo de Northridge no pórtico P2